

VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

Mantas JUKNYS

TEMPIAMŲJŲ GELŽBETONINIŲ  
ELEMENTŲ DISKREČIŲ PLYŠIŲ MODELIO  
FIZIKINIŲ PARAMETRŲ  
EKSPERIMENTINIAI IR SKAITINIAI TYRIMAI

DAKTARO DISERTACIJA

TECHNOLOGIJOS MOKSLAI,  
STATYBOS INŽINERIJA (02T)



LEIDYKLA  
Vilnius TECHNICA 2017

Disertacija rengta 2012–2017 metais Vilniaus Gedimino technikos universitete.

### **Vadovas**

prof. habil. dr. Gintaris KAKLAUSKAS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T).

Vilniaus Gedimino technikos universiteto Statybos inžinerijos mokslo krypties disertacijos gynimo taryba:

### **Pirmininkas**

prof. habil. dr. Juozas ATKOČIŪNAS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T).

### **Nariai:**

dr. Valentin ANTONOVIČ (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, medžiagų inžinerija – 08T),

prof. habil. dr. Genadijus KULVIETIS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, informatikos inžinerija – 07T),

prof. dr. Ainars PAEGLITIS (Rygos technikos universitetas, Latvija, statybos inžinerija – 02T),

prof. dr. Juozas VALIVONIS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – 02T).

Disertacija bus ginama viešame Statybos inžinerijos mokslo krypties disertacijos gynimo tarybos posėdyje **2017 m. birželio 14 d. 14 val.** Vilniaus Gedimino technikos universiteto senato posėdžių salėje.

Adresas: Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lietuva.

Tel.: (8 5) 274 4956; faksas (8 5) 270 0112; el. paštas doktor@vgtu.lt

Pranešimai apie numatomą ginti disertaciją išsiųsti 2017 m. gegužės 12 d.

Disertaciją galima peržiūrėti VGTU talpykloje <http://dspace.vgtu.lt/> ir Vilniaus Gedimino technikos universiteto bibliotekoje (Saulėtekio al. 14, LT-10223 Vilnius, Lietuva).

VGTU leidyklos TECHNIKA 2017-033-M mokslo literatūros knyga

ISBN 978-609-476-027-3

© VGTU leidykla TECHNIKA, 2017

© Mantas Juknys, 2017

*[mantas.juknys@vgtu.lt](mailto:mantas.juknys@vgtu.lt)*

VILNIUS GEDIMINAS TECHNICAL UNIVERSITY

Mantas JUKNYS

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL  
INVESTIGATION OF CONSTITUTIVE  
PARAMETERS OF PARTIAL INTERACTION  
MODEL FOR TENSILE REINFORCED  
CONCRETE MEMBERS

DOCTORAL DISSERTATION

TECHNOLOGICAL SCIENCES,  
CIVIL ENGINEERING (02T)



LEIDYKLA  
Vilnius TECHNIKA 2017

Doctoral dissertation was prepared at Vilnius Gediminas Technical University in 2012–2017.

### **Supervisor**

Prof. Dr Habil. Gintaris KAKLAUSKAS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T).

The Dissertation Defence Council of Scientific Field of Civil Engineering of Vilnius Gediminas Technical University:

### **Chairman**

Prof. Dr Habil. Juozas ATKOČIŪNAS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T).

### **Members:**

Dr Valentin ANTONOVIČ (Vilnius Gediminas Technical University, Material Engineering – 08T),

Prof. Dr Habil. Genadijus KULVIETIS (Vilnius Gediminas Technical University, Informatics Engineering – 07T),

Prof. Dr Ainars PAEGLITIS (Ryga Technical University, Civil Engineering – 02T),

Prof. Dr Juozas VALIVONIS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – 02T).

The dissertation will be defended at the public meeting of the Dissertation Defence Council of Civil Engineering in the Senate Hall of Vilnius Gediminas Technical University at **2 p. m. on 14 June 2017.**

Address: Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lithuania.

Tel.: +370 5 274 4956; fax +370 5 270 0112; e-mail: doktor@vgtu.lt

A notification on the intend defending of the dissertation was send on the 12 May 2017.

A copy of the doctoral dissertation is available for review at the Internet website <http://dspace.vgtu.lt/> and at the Library of Vilnius Gediminas Technical University (Saulėtekio al. 14, LT-10223 Vilnius, Lithuania).

# Reziumė

Gelžbetoninės konstrukcijos, be privalumų (tinkamos įvairiai apkrautoms, skirtingos geometrinės formos konstrukcijoms, jos pasižymi nedidele kaina, ilgaamžiškumu, mažomis priežiūros išlaidomis) turi ir vieną esminį trūkumą – veikiant išorinėms apkrovoms jos pleišėja. Atsivėrus plyšiams, ne tik staiga mažėja konstrukcijos standumas – plyšiai didelės įtakos turi ir statinio ilgaamžiškumui. Per plyšį patenkantis vanduo, agresyvios cheminės medžiagos ir dujos sukelia armatūros koroziją ir gali greitai suardyti statinį.

Gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo analizė yra vienas sudėtingiausių konstrukcijų mechanikos uždavinių. Net ir taikant šiuolaikinius skaitinius konstrukcijų analizės metodus, sunku tiksliai įvertinti konstrukcijos pleišėjimo pobūdį. Šiuo metu plačiausiai taikomais projektavimo normų metodais pleišėjimo procesas gali būti įvertinamas tik tam tikriems, paprastai apkrautiems elementams. Kita vertus skaitiniai plyšių plitimo ir deformavimo uždaviniai reikalauja ypatingai daug skaičiavimo resursų todėl šiuo metu yra nagrinėjami tik atskiri konstrukciniai elementai. Be to, skaitiniuose algoritmuose taikomi medžiagų modeliai ne visada yra tikslūs ir kartais empirinės projektavimo normų išraiškos yra tikslesnės nei sudėtingi baigtinių elementų modeliai.

Šiame darbe autorius plėtoją dar vieną gelžbetonio pleišėjimo modeliavimo kryptį – įtempių perdavimo (diskrečių plyšių) algoritmus. Taikant įtempių perdavimo algoritmus gaunami deformacijų ir pleišėtumo rezultatai iš esmės priklauso nuo skaičiavimams taikomų armatūros ir betono sąveikos modelių. Norint tiksliai įvertinti armatūros ir betono sąveikos pobūdį ir gautus rezultatus taikyti skaitiniuose algoritmuose, darbo autorius atliko eksperimentinius bandymus matuodamas armatūros deformacijų pasiskirstymą tempiamuosiuose gelžbetoniniuose elementuose. Remiantis gautais eksperimentiniais rezultatais buvo pasiūlyti įtempių perdavimo algoritmo modeliavimo parametrai. Buvo parodyta, kad taikant šiame darbe pasiūlytus sukibimo įtempių ir slinkties modelio parametrus bei pažeidimo zonos modelį, galima tiksliai sumodeliuoti tiek armatūros deformacijų kitimą elemento ilgyje, tiek visą gelžbetoninio elemento pleišėjimo ir deformavimosi procesą.

# Abstract

Reinforced concrete is the most widely used structural material. Without apparent advantages (suitable for various loading conditions, different geometric-shaped structures, durability, low price and maintenance costs), concrete suffers from one main drawback – it cracks under loads. Cracking not only affects the stiffness of structure, but have a significant impact to the building durability. The water, aggressive chemical materials and gases entering into the crack, cause reinforcement corrosion and can quickly damage the building.

Cracking analysis of RC is one of the most complicated tasks in structural mechanics. Even using modern numerical methods for structural analysis, it is difficult to predict the real cracking character. The design codes, which are the most broadly used for cracking analysis, are limited to the relatively simple elements, loaded with specific conditions. On the other hand, numerical methods require extreme computational resources to perform cracking analysis. Even using sophisticated numerical simulations, the accuracy of crack width analysis is often inferior in comparison to empirically based design codes. In principle, the accuracy numerical simulations are based on the material models used in the analysis.

In present thesis author is using stress transfer algorithms for cracking and deformation analysis of reinforced concrete members. Using the stress transfer approach, the obtained results are governed by the idealization of reinforcement and concrete interaction – bond-slip model. In order to obtain reliable bond-slip relationships, an experimental program, measuring strain distribution in tensile reinforcement was carried out. Using the obtained experimental data, reinforcement and concrete interaction modelling parameters were proposed. It was shown that applying the proposed bond stress and slip model parameters it is possible accurately simulate reinforcement strain variation, predict development of cracks and deformation process of RC element.

---

# Žymėjimai

## Simboliai

$A_c$  – betono skerspjūvio plotas;  
 $A_s$  – armatūros skerspjūvio plotas;  
 $b$  – skerspjūvio plotis;  
 $c$  – apsauginis betono sluoksnis;  
 $\emptyset$  – strypinės armatūros skersmuo;  
 $E_c$  – betono tamprumo modulis;  
 $E_s$  – armatūros tamprumo modulis;  
 $f_c$  – gniuždomasis betono stipris;  
 $f_{ct}$  – tempiamasis betono stipris;  
 $f_y$  – armatūros takumo įtempiai;  
 $f_r$  – sukibimo indeksas;  
 $G_f$  – betono irimo energija;  
 $h$  – skerspjūvio aukštis;  
 $I_e$  – efektyvus inercijos momentas;  
 $I_g, I_{el}$  – nesupleišėjusio skerspjūvio inercijos momentas;  
 $I_{cr}, I_{red}$  – supleišėjusio skerspjūvio inercijos momentas;  
 $k$  – kontakto zonos standumą apibūdinantis parametras;  
 $L$  – elemento ilgis;

$L_{sukib.}$  – sukibimo ilgis;  
 $L_{pažeid.}$  – pažeidimo ilgis;  
 $l_b$  – inkaravimo ilgis;  
 $l_{cr}$  – atstumas tarp plyšių;  
 $l_d$  – pažeidimo zonos ilgis;  
 $l_{eff}$  – efektyviosios zonos ilgis;  
 $l_{tr}$  – įtempių perdavimo ilgis;  
 $n$  – armatūros ir betono tamprumo modulių santykis;  
 $N_c$  – jėga, tenkanti betonui;  
 $N_s$  – jėga, tenkanti armatūrai;  
 $P$  – ašinė apkrova;  
 $P_{cr}$  – pleišėjimo apkrova;  
 $P_u$  – ribinė apkrova;  
 $s$  – slinktis;  
 $s_I$  – slinktis, atitinkanti sukibimo įtempių maksimumą;  
 $S_{r,vid}$  – vidutinis atstumas tarp plyšių;  
 $w$  – plyšio plotis;  
 $\rho$  – armavimo procentas;  
 $\varepsilon$  – deformacija;  
 $\zeta$  – deformacijų koreliacinis koeficientas;  
 $\alpha$  – laipsnio rodiklis;  
 $\beta$  – koeficientas, įvertinantis apkrovos trukmę;  
 $\varepsilon_c$  – betono deformacija;  
 $\varepsilon_{cr}$  – pleišėjimo deformacija;  
 $\sigma_c$  – įtempiai betone;  
 $\sigma_{ct}$  – betono tempiamieji įtempiai;  
 $\sigma_n$  – normalizuoti įtempiai betone;  
 $\sigma_s$  – įtempiai armatūroje;  
 $\varepsilon_m$  – vidutinė elemento deformacija;  
 $\tau$  – sukibimo įtempiai;  
 $\tau_n$  – normalizuoti sukibimo įtempiai;  
 $\varepsilon_s$  – plieno deformacija;  
 $\varepsilon_{sm}$  – vidutinė armatūros deformacija;  
 $\nu$  – medžiagos skersinės deformacijos (Puasono) koeficientas.



---

# Turinys

IVADAS.....	1
Problemos formulavimas.....	1
Darbo aktualumas.....	2
Tyrimų objektas.....	3
Darbo tikslas.....	3
Darbo uždaviniai .....	3
Tyrimų metodika .....	4
Darbo mokslinis naujumas .....	4
Darbo rezultatų praktinė reikšmė .....	5
Ginamieji teiginiai.....	5
Darbo rezultatų aprobavimas.....	6
Disertacijos struktūra.....	6
Padėka .....	6
1. GELŽBETONINIŲ KONSTRUKCIJŲ PLEIŠĖJIMO IR DEFORMAVIMOSI LITERATŪROS ANALIZĖ .....	7
1.1. Gelžbetonio pleišėjimas bei vidutinės deformacijos .....	8
1.1.1. Tempiamojo gelžbetoninio elemento pleišėjimo stadijos, tempiamasis sustandėjimas .....	8
1.1.2. Įlinkių ir deformacijų skaičiavimo metodai.....	11
1.1.3. Armatūros ir betono sąveikos modeliai .....	14
1.2. Atstumo tarp plyšių ir plyšio pločio skaičiavimo metodai .....	15
1.2.1. Atstumas tarp plyšių ir plyšio plotis pagal klasikinę gelžbetonio pleišėjimo teoriją.....	16

1.2.2. Alternatyvūs gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo modeliai .....	20
1.3. Pažeidimo zona ir jos modeliai.....	24
1.4. Armatūros deformacijų pasiskirstymo matavimas gelžbetoninio elemento ilgyje .....	26
1.5. Pirmojo skyriaus išvados ir disertacijos uždaviniai .....	31
<b>2. EKSPERIMENTINIAI ARMATŪROS IR BETONO SĄVEIKOS TYRIMAI .....</b>	<b>33</b>
2.1. Tempiamojo elemento deformacijų pasiskirstymo matavimas naudojant tenzometrinius jutiklius.....	34
2.1.1. Tenzometrinių jutiklių technologija ir veikimo principas .....	34
2.1.2. Eksperimentinė programa naudojant tenzometrinius jutiklius .....	35
2.1.3. Bandinių paruošimas ir bandymas.....	37
2.1.4. Eksperimentų, atliktų naudojant tenzometrinius jutiklius, rezultatai.....	41
2.2. Tempiamojo elemento deformacijų pasiskirstymo matavimas naudojant optinius jutiklius .....	44
2.2.1. Optinių jutiklių technologija ir veikimo principas.....	44
2.2.2. Eksperimentinė programa naudojant optinius jutiklius .....	45
2.2.3. Bandinių paruošimas .....	46
2.2.4. Eksperimentų, atliktų naudojant optinius jutiklius, rezultatai .....	47
2.3. Antrojo skyriaus išvados .....	48
<b>3. SKAITINIAI GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ DISKREČIOJO PLEIŠĖJIMO MODELIO TYRIMAI .....</b>	<b>51</b>
3.1. Tempiamųjų gelžbetoninių elementų diskrečiojo pleišėjimo modelio tyrimai.....	52
3.1.1. Bendrieji skaičiavimo principai.....	52
3.1.2. Skaičiavimo algoritmas, įvertinant sukibimo įtempių sumažėjimą pažeidimo zonoje.....	57
3.1.3. Skaičiavimo algoritmas, įvertinant pažeidimo zonų ir tempiamojo betono įtempių plyšyje įtaką.....	65
3.1.4. Ilgų elementų skaičiavimas .....	68
3.2. Skaitinė tempiamųjų gelžbetoninių elementų įtempių ir deformacijų analizė .....	71
3.2.1. Trumpų gelžbetoninių elementų analizė.....	71
3.2.2. Trumpų gelžbetoninių elementų analizė baigtinių elementų metodu .....	79
3.2.3. Ilgų gelžbetoninių elementų analizė .....	81
3.3. Trečiojo skyriaus išvados .....	87
<b>BENDROSIOS IŠVADOS.....</b>	<b>89</b>
<b>LITERATŪRA IR ŠALTINIAI .....</b>	<b>91</b>
<b>AUTORIAUS MOKSLINIŲ PUBLIKACIJŲ DISERTACIJOS TEMA SĄRAŠAS.....</b>	<b>95</b>
<b>SUMMARY IN ENGLISH .....</b>	<b>97</b>

PRIEDAI*	113
A priedas. Disertacijos autoriaus sąžiningumo deklaracija.....	114
B priedas. Bendraautorių sutikimai teikti publikacijose skelbtą medžiagą mokslo daktaro disertacijoje.....	115
C priedas. Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema kopijos.....	123

---

\* Priedai pateikiami pridėtoje kompaktinėje plokštelėje



---

# Contents

INTRODUCTION.....	1
Problem formulation .....	1
Relevance of the thesis .....	2
Research object .....	3
Objective of the thesis .....	3
Tasks of the thesis .....	3
Research methodology .....	4
Scientific novelty of the thesis .....	4
Practical value of research findings.....	5
Defended statements .....	5
Approval of the research findings .....	6
Structure of the thesis .....	6
Acknowledgements.....	6
1. LITERATURE REVIEW ON CRACKING AND DEFORMATION OF REINFORCEMENT CONCRETE STRUCTURES.....	7
1.1. Reinforced concrete cracking and average deformation .....	8
1.1.1. Cracking stages of tensile RC member, tension-stiffening.....	8
1.1.2. Deflections and deformation calculation methods.....	11
1.1.3. Reinforcement and concrete interaction models.....	14
1.2. The distance between the cracks and crack width calculation methods.....	15
1.2.1. Distance between cracks and crack width by the classical theory.....	16
1.2.2. Alternative cracking models.....	20
1.3. Damage zone and its models.....	24

1.4. Reinforcement deformation distribution measurement along the length of reinforced concrete members .....	26
1.5. First chapter conclusions and dissertation objectives.....	31
2. EXPERIMENTAL STUDIES ON REINFORCEMENT AND CONCRETE INTERACTION.....	33
2.1. Measurement of strain distribution using strain gauges .....	34
2.1.1. Strain gauges technology and operation principle.....	34
2.1.2. Experimental program using strain gauges.....	35
2.1.3. Specimen preparation and testing.....	37
2.1.4. Results form the specimens with strain gauges .....	41
2.2. Measurement of strain distribution using optical sensors .....	44
2.2.1. Optical sensors technology and operation principle.....	44
2.2.2. Experimental program using optical sensors .....	45
2.2.3. Preparation of test specimens .....	46
2.2.4. Results form the specimens with optical sensors .....	47
2.3. Second chapter conclusions .....	48
3. NUMERICAL MODELLING OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS.....	51
3.1. Discrete cracking model for tensile reinforcement concrete elements.....	52
3.1.1. General calculation principles .....	52
3.1.2. Calculation algorithm considering the bond stress reduction in damage zone .....	57
3.1.3. Calculation algorithm considering damage zone and concrete tension softening .....	65
3.1.4. Analysis of long reinforcement concrete elements .....	68
3.2. Numerical stress and strain analysis in reinforcement concrete tensile elements ..	71
3.2.1. Analysis of short reinforcement concrete elements .....	71
3.2.2. Analysis of short reinforcement concrete elements using finite element method .....	79
3.2.3. Analysis of long reinforcement concrete elements.....	81
3.3. Third chapter conclusions .....	87
GENERAL CONCLUSIONS .....	89
REFERENCES .....	91
THE LIST OF SCIENTIFIC PUBLICATIONS BY THE AUTHOR ON THE TOPIC OF THE DISSERTATION .....	95
SUMMARY IN ENGLISH.....	97
ANNEXES* .....	113
Annex A. Dissertation author's declaration of integrity.....	114
Annex B. Agreements of co-authors to provide published materials in the dissertation.....	115
Annex C. Copies of scientific publications by the author on the topic of the dissertation.....	123

---

\* The annexes are supplied in the enclosed compact disc

---

# Įvadas

## Problemos formulavimas

Betonas ir gelžbetonis yra plačiausiai taikoma statybinė medžiaga tiek Lietuvoje, tiek visame pasaulyje. Gelžbetoninių konstrukcijų paplitimą lemia jų universalumas (tinkamos įvairiai apkrautoms, skirtingos geometrinės formos konstrukcijoms), nedidelė kaina, ilgaamžiškumas, mažos priežiūros išlaidos. Veikiant išoriniams poveikiams gelžbetoninės konstrukcijos pleišėja ir tai yra vienas didžiausių gelžbetonio trūkumų. Atsivėrus plyšiams, ne tik staiga mažėja konstrukcijos standumas – plyšiai didelės įtakos turi ir statinio ilgaamžiškumui. Per plyšį patenkantis vanduo, agresyvios cheminės medžiagos ir dujos sukelia armatūros koroziją ir gali greitai suardyti statinį.

Gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo analizė yra vienas sudėtingiausių konstrukcijų mechanikos uždavinių. Net ir taikant šiuolaikinius skaitinius konstrukcijų analizės metodus, sunku tiksliai įvertinti konstrukcijos pleišėjimo pobūdį. Tą lemia sudėtinga betono, kaip kompozitinės medžiagos, elgsena (valkšnumas, relaksacija, susitraukimas, mastelio faktorius, mikropleišėjimas), kuri tampa dar sudėtingesnė betonui sąveikaujant su, iš esmės, skirtingų mechaninių savybių medžiaga – plienu. Būtent armatūros ir betono sąveika turi lemiamą įtaką gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo procesui. Šiame darbe

didžiausias dėmesys skiriamas armatūros ir betono sąveikos idealizavimo metodams aptarti bei tiksliais šios sąveikos parametrams nustatyti.

## Darbo aktualumas

Gelžbetonis – tai kompozitinė medžiaga, sudaryta iš betono ir armatūros. Gelžbetoninės konstrukcijos – neatskiriama šiuolaikinės statybos dalis. Iš šios medžiagos statomi įvairios paskirties bei sudėtingumo statiniai. Pirmieji gelžbetoniniai statiniai buvo pradėti statyti XIX a. viduryje, o jau XX a. pradžioje JAV buvo pastatytas net 16 aukštų pastatas, stovintis iki šių dienų.

Bėgant laikui statybos inžinieriai susiduria su vis didesniais architektūriniiais bei konstrukciniais iššūkiais – sudėtingesnė konstrukcijų forma, didesni denginių bei perdengimų konstrukcijų tarpatramiai, mažesnis atraminių konstrukcijų skaičius, liaunesnės laikančiosios konstrukcijos. Didelę įtaką paminėtiems pastatų konstrukciniams sprendimams turi gelžbetoninių konstrukcijų standumas. Gelžbetoninio konstrukcinio elemento standumas yra svarbus dviem požiūriais: a) nulemia skerspjūvio charakteristikų parinkimą vertinant tinkamumo ribinį būvį; b) turi įtakos įrašų pasiskirstymui kituose viso pastato konstrukciniuose elementuose.

Tempiamų bei lenkiamų gelžbetoninių elementų standumas stipriai priklauso nuo betono susitraukimo, valksnumo bei pleišėjimo. Būtent gelžbetoninio elemento pleišėjimas yra šiuo metu vienas iš sunkiausiai išsprendžiamų uždavinių. Gelžbetoninis elementas pleišėja dėl mažo betono tempiamojo stiprio. Betono tempiamasis stipris yra net keliomis eilėmis mažesnis lyginant su plieniniais armatūros strypais. Kelis kartus skiriasi betono ir plieno tamprumo moduliai. Gelžbetoninio elemento pleišėjimo pobūdis labiausiai priklauso nuo betono ir armatūros sąveikos – sukibimo. Nors armatūros ir betono sąveika yra tiriama jau daugiau nei 100 metų, iki šiol nėra pasiūlyta patikimo šių dviejų medžiagų sąveikos modelių. Be to, vertinant gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo procesą, neretai daromos kelis šimtus procentų siekiančios paklaidos.

Darbe aprašyti atlikti eksperimentiniai tyrimai bei analitiniai skaičiavimai siekiant tiksliau įvertinti gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformavimosi procesą. Buvo vertinti ne tik įvairūs armatūros ir betono sąveikos aspektai (įtempių perdavimas, armatūros slinktis, antrinių plyšių susidarymas), bet ir lokalūs kontakto zonos pažeidimai tarp betono ir armatūros, šalia plyšių atsiradimo vietos. Darbe taip pat nagrinėjamas tempiamųjų betono įtempių perdavimo plyšyje reikšminys bei jo įtaka elemento pleišėjimo pobūdžiui.



## Tyrimų objektas

Disertacijoje nagrinėjamas gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformavimosi procesas bei tiriama armatūros ir betono sąveika. Nors tyrimai apsiriboja tempiamaisiais elementais, gautieji rezultatai gali būti taikomi ir lenkiamiesiems bei ekscentriškai gniuždomiesiems elementams, turintiems tempiamąją skerspjūvio zoną.

## Darbo tikslas

Sukurti skaitinio modeliavimo algoritmą, adekvačiai aprašantį tempiamųjų gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformavimosi procesą.

## Darbo uždaviniai

Darbo tikslui pasiekti keliama šie uždaviniai:

1. Išnagrinėti literatūroje paskelbtus armatūros ir betono sąveikos modelius bei diskrečiojo pleišėjimo algoritmus.
2. Atlikti trumpų tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinius tyrimus, nustatant armatūros deformacijų kitimą gelžbetoninio elemento ilgyje.
3. Remiantis atliktais eksperimentiniais tyrimais, pasiūlyti nagrinėjamo armatūros ir betono sąveikos modelio (*Model Code 2010*) parametrus.
4. Sukurti gelžbetoninių elementų diskrečiojo pleišėjimo algoritmą. Atlikti parametrinę sukurtojo algoritmo analizę, įvertinant pažeidimo zonos įtaką, betono įtempių perdavimo plyšyje reiškinį, sukibimo įtempių ir slinkties dėsnio įtaką armatūros deformacijų pasiskirstymui tarp plyšių, plyšio ploiui ir vidutinėms elemento deformacijoms.
5. Sukurtajame algoritme pritaikyti siūlomus armatūros ir betono sąveikos modelio parametrus.
6. Patikrinti sukurtojo algoritmo adekvatumą, skaičiavimo rezultatus palyginant su literatūroje skelbiamais gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformavimosi eksperimentinių tyrimų rezultatais.

## Tyrimų metodika

Darbe taikyti analiziniai, skaitiniai ir eksperimentiniai tyrimų metodai. Eksperimentinėje programoje matuotas armatūros deformacijų pasiskirstymas tarp plyšių, naudojant tenzometrinius ir optinius jutiklius. Analiziniai metodai taikyti išvedant armatūros ir betono sąveikos parametrus. Skaitinis modeliavimas taikytas vertinant eksperimentinių bandinių elgseną, naudojant iteracinius, baigtinių elementų ir priartėjimo metodus.

## Darbo mokslinis naujumas

Disertacijos mokslinis naujumas:

1. Gauti nauji eksperimentinių tyrimų duomenys, įvertinantys armatūros ir betono sąveiką. Tyrimuose buvo nagrinėjama trumpų tempiamųjų gelžbetoninių elementų, armuotų įvairių skersmenų plieniniais strypais, įtempių ir deformacijų būvis. Trumpi elementai atspindi supleišėjusio ilgo gelžbetoninio konstrukcinio elemento vieno bloko, kurį riboja du gretimi pagrindiniai plyšiai, elgseną. Bandymų metu tenzometriniais ir optiniais jutikliais buvo matuojamos išilginės armatūros deformacijos, iš kurių nustatomi armatūros ir betono sukibimo įtempiai. Eksperimentiniai tempiamųjų trumpų gelžbetoninių elementų tyrimai, skirtingai nuo tradicinių armatūros strypo ištraukimo iš betono bandymų, realiau atspindi šių medžiagų sąveikos dėsningumus: ne tik gaunami tikrieji armatūros deformacijų profiliai bei tiksliau nustatomi sukibimo įtempiai, bet ir įvertinami sąveikos pokyčiai vadinamosiose pažeidimo zonos, kuriose sukibimo įtempiai sumažėja dėl tempiamojo betono pažeidimų. Pasaulyje buvo atliktos vos kelios trumpų gelžbetoninių elementų eksperimentinės programos, matuojant armatūros deformacijas. Autoriaus žiniomis iki šiol nebuvo atlikta tyrimų, kuriuose deformacijos būtų matuotos mažesnio nei 12 mm skersmens strypuose. Šiame darbe buvo gauti 10 mm skersmens strypu armuoto bandinio rezultatai, deformacijas nustatant optiniais jutikliais.
2. Sukurti įvairaus lygmens diskrečiojo pleišėjimo skaičiavimo algoritmai ir kompiuterinės programos, kuriomis galima įvertinti sudėtingus gelžbetoninių konstrukcijų elgsenos aspektus: sukibimo įtempių pažeidimą greta plyšių, betono tempimo įtempių perdavimą plyšyje, atitiktinį plyšių susidarymą.
3. Remiantis eksperimentinių tyrimų rezultatais, pasiūlyti fizikine ir mechanine prasme grįsti armatūros ir betono sąveikos parametrai.

Pirmą kartą pasiūlytas sukibimo įtempių pažeidimo zonos modelis, kuriuo vienu metu įvertinama armatūros strypo skersmens bei armatūros deformacijos plyšyje įtaka.

## Darbo rezultatų praktinė reikšmė

Atliktieji eksperimentiniai tyrimai leidžia tiksliau įvertinti armatūros ir betono sąveikos procesus. Gautieji eksperimentiniai trumpų gelžbetoninių elementų deformacijų profilių rezultatai buvo panaudoti kuriant naujos koncepcijos lenkiamųjų gelžbetoninių elementų pleišėjimo modelį, kurį pasiūlė autoriaus atstovaujama tyrėjų grupė. Šis modelis ruože tarp gretimų plyšių išskiria tris zonas su skirtingomis armatūros ir betono sukibimo charakteristikomis.

Pasiūlytieji skaičiavimo algoritmai ir skaičiavimo programa gali būti taikomi lenkiamųjų gelžbetoninių elementų pleišėjimui prognozuoti, efektyviają tempiamąją zoną nagrinėjant kaip tempiamąjį elementą. Šis metodas gali būti taikomas ne tik įprastai armuotoms konstrukcijoms, bet ir elementams, armuotiems plaušu bei kompozitine strypine arba lakštine armatūra. Skaičiavimo programa taip pat gali būti taikoma vertinant tempiamųjų gelžbetoninių elementų standumą. Nors tempiamieji gelžbetoniniai elementai praktikoje pasitaiko retai, šiuolaikinėse konstrukcinėse sistemose pasitaiko atvejų, kai gelžbetoniniai elementai yra ne tik lenkami ar gniuždomi, bet nuo tam tikrų apkrovos derinių patiria tempimo poveikį.

## Ginamieji teiginiai

Disertacijos ginamieji teiginiai:

1. Šalia plyšių išskirtose pažeidimo zonose sukibimo įtempiai, atitinkantys tą pačią slinktį, yra mažesni nei kitų elemento ruožų įtempiai.
2. Sukibimo įtempių pažeidimų lygis laipsniškai mažėja, tolstant nuo plyšio.
3. Pažeidimo zonos ilgis yra tiesiogiai proporcingas dviem dydžiams: armatūros deformacijai plyšyje bei strypo skersmeniui.
4. Armatūros ir betono sukibimo įtempiai, atitinkantys tą pačią slinktį, didėja, mažėjant strypo skersmeniui.
5. Taikant pasiūlytuosius armatūros ir betono sąveikos bei pažeidimo zonos modelius bei jų parametrus, įtempių perdavimo metodu galima tiksliau prognozuoti tempiamųjų gelžbetoninių elementų ruožų tarp plyšių deformavimosi procesą.

## Darbo rezultatų aprobavimas

Disertacijos tema yra paskelbti 4 moksliniai straipsniai recenzuojamuose mokslo žurnaluose, iš kurių 2 žurnaluose, įtrauktuose į ISI Web of Science sąrašą:

Disertacijoje atliktų tyrimų rezultatai buvo paskelbti 5 pranešimuose mokslinėse konferencijose:

1. 4-oji tarptautinė konferencija *Bond in Concrete*, Brescia, Italija, 2012.
2. 15-oji Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencija *Mokslas – Lietuvos ateitis*. Vilnius, Lietuva, 2012.
3. 11-oji tarptautinė konferencija *Modern Building Materials, Structures and Techniques*, Lietuva, Vilnius, 2013.
4. 20-oji tarptautinė konferencija *Mechanika 2015*, Lietuva, Kaunas, 2015.
5. 2-oji tarptautinė konferencija *Performance-based and life-cycle structural engineering* (PLSE 2015). Australija, Brisbenas, 2015.

## Disertacijos struktūra

Disertaciją sudaro įvadas, trys skyriai, bendrosios išvados, literatūros šaltinių bei autoriaus publikacijų disertacijos tema sąrašai, santrauka anglų kalba.

Disertacijos apimtis be santraukos yra 90 puslapių. Tekste panaudota 23 numeruotos formulės, 72 paveikslai, 1 lentelė.

## Padėka

Disertacijos autorius išreiškia padėką savo mokslinio darbo vadovui, Tiltų ir specialiųjų statinių katedros vedėjui prof. habil. dr. Gintariui Kaklauskui už rekomendacijas ir pagalbą rengiant disertaciją.

Už pagalbą ir draugiškumą doktorantūros studijų metu, darbo autorius dėkoja Tiltų ir specialiųjų statinių katedros kolegoms dr. Eugenijui Gudoniui ir dr. Ronaldui Jakubovskiui bei Tiltų ir specialiųjų statinių katedros doktorantams.

---

## **Gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo ir deformavimosi literatūros analizė**

Pirmieji gelžbetoninių konstrukcijų įlinkių skaičiavimo metodai buvo pritaikyti, panaudojus plieninių konstrukcijų skaičiavimo metodus, ir rėmėsi tiesiškai tampria medžiagos elgsena. Taikant šią prielaidą, įlinkiai gali būti apskaičiuoti tiksliai tik iki pleišėjimo stadijos. Pradedant vertis plyšiams, staiga padidėja vidutinės armatūros ir gniuždomojo betono deformacijos ir konstrukcijų įlinkiai gali net keletą kartų viršyti apskaičiuotus pagal tiesiškai tamprią medžiagos elgsenos prielaidą. Kita vertus, visiškai ignoruojant tempiamąjį betoną tarp plyšių, apskaičiuotieji konstrukcijų įlinkiai gali ženkliai viršyti tikruosius, ypač vertinant silpnai armuotus elementus. (Gribniak *et al.* 2013).

Taikant klasikinę gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo ir deformacijų teoriją, galima pastebėti, kad pleišėjant gelžbetoniniam elementui, plyšio vietoje visą tempiamąjį įrąžą perima armatūra, o tolstant nuo plyšio, dėl sukibimo, betonas pamažu perima tempiamuosius įtempius. Dėl šio reiškinio tam tikrame ruože tarp plyšių (kartu ir per visą lenkiamo elemento ilgį) skiriasi kiekvieno atskiro pjūvio kreivis, tampa sudėtinga apskaičiuoti tikslų elemento įlinkį. Uždavinį apsunkina ne tik sudėtinga armatūros ir betono sąveikos prigimtis, bet ir betono valkšnumas, susitraukimas, mikropleišėjimas, betono įtempių perdavimas per

plyši (Maekawa 2003). Gelžbetoninių konstrukcijų įlinkiams ir deformacijoms skaičiuoti galima išskirti dvi pagrindines kryptis:

Empiriniai ir pusiau analitiniai metodai (Cholmiansky 1981; Balazs 1993) – dažniausiai naudojami praktiniuose reglamentuose (EC2 – europinės normos, ACI 318 – JAV projektavimo normos, SNIP – rusų projektavimo normos).

Skaitiniai metodai (Jandele ir Cervenka 2006; Wu ir Gilbert 2009) – dažniausiai naudojami moksliniais tikslais.

Gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimui skaičiuoti taip pat galime išskirti dvi pagrindines kryptis.

- 1) Klasikinė maksimalaus plyšio pločio apskaičiavimo ir atstumo tarp plyšių skaičiavimo teorija, kuri yra paremta supaprastintu betono ir armatūros sąveikos modeliu, neatsižvelgiant į betono apsauginį sluoksnį bei antrinių plyšių susidarymą (Saliger 1936; Beeby 2004). Ši teorija dažnai yra taikoma ir šiuolaikinėse projektavimo normose (*Model Code* 2010, EC2).
- 2) Alternatyvūs gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo modeliai (Broms 1964; 1965a, 1965b) – šiais modeliais skaičiuojant atstumą tarp plyšių bei plyšio plotį atsižvelgiama į betono apsauginį sluoksnį bei antrinių plyšių susidarymą.

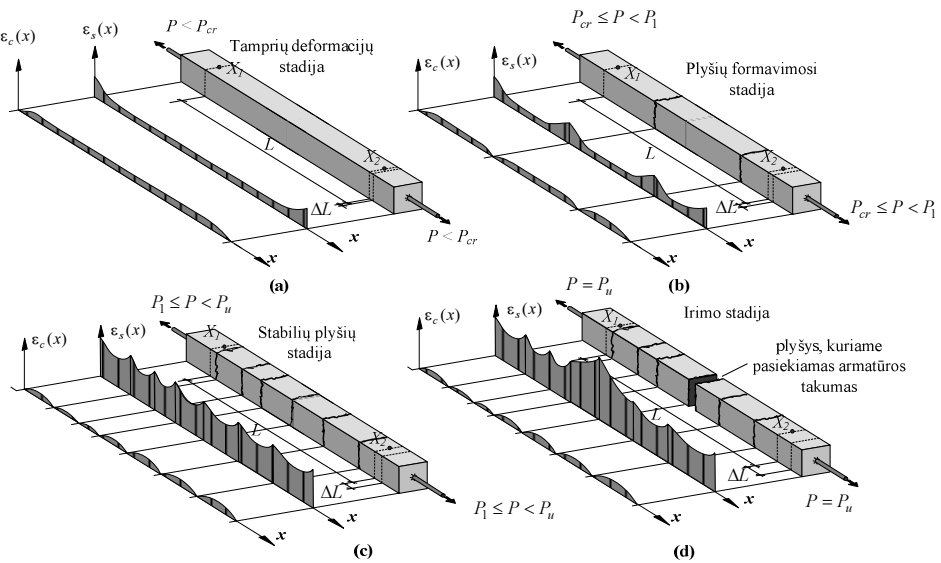
Pleišėjimo analizei taikomi ir skaitiniai (baigtinių elementų) metodai. Vis dėlto, dėl sudėtingos gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo prigimties, skaitiniais metodais gaunami rezultatai (atsiveriančių plyšių plotis, atstumas tarp plyšių) dažnai nusileidžia projektavimo normų metodams (Santos ir Henriques 2015).

Nors betono ir armatūros deformacijos yra du tarpusavyje tiesiogiai susiję dydžiai, tačiau jiems skaičiuoti taikomi skirtingi metodai. Šie metodai bus aptarti kituose poskyriuose.

## **1.1. Gelžbetonio pleišėjimas bei vidutinės deformacijos**

### **1.1.1. Tempiamojo gelžbetoninio elemento pleišėjimo stadijos, tempiamasis sustandėjimas**

Panagrinėkime už armatūros galų tempiamą gelžbetoninę prizmę, parodytą 1.1 paveiksle. Šio elemento deformavimosi ir pleišėjimo procesą galima suskirstyti į keturias charakteringas stadijas (Somayaji ir Shah 1981).



**1.1 pav.** Tempiamojo gelžbetoninio elemento pleišėjimo ir deformavimosi stadijos:  
a) tamprių deformacijų stadija; b) plyšių formavimosi stadija; c) stabilių plyšių stadija;  
d) irimo stadija

**Fig. 1.1.** Cracking and deformation stages of tensile reinforced concrete element  
a) elastic deformation stage; b) crack formation stage; c) stabilized cracking stage;  
d) fracture stage

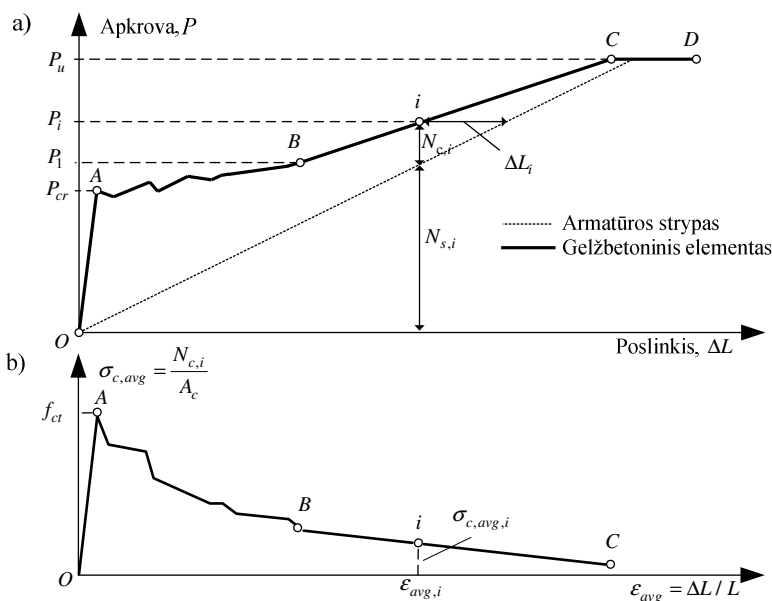
Tamprių deformacijų stadija tęsiasi, kol apkrovos reikšmė yra santykinai maža, beveik per visą elemento ilgį armatūros ir betono deformacijos yra lygios, slinktis pasireiškia tik trumpuose ruožuose – elemento kraštuose. Elementas šioje stadijoje deformuojasi praktiškai tiesiškai tampriai (žr. 1.2 pav., diagramos dalį OA). Didinant apkrovą, dėl sukibimo armatūra perduoda įtempius betonui. Apkrovai padidėjus iki  $P_{cr}$  reikšmės, betone pasiekiamas tempiamasis stipris ir atsiveria pirmasis plyšys. Plyšio vietoje visą apkrovą perima armatūra, o apkrova betone tampa lygi nuliui. Atitinkamai ir armatūros deformacijų maksimumai pasiekiami plyšiuose, o betono deformacijos yra lygios nuliui (Wu ir Gilbert 2009).

Po pirmojo plyšio atsiradimo net nedidelis apkrovos prieaugis sukelia naujų plyšių atsiradimą. Ši stadija, kai atsiveria nauji plyšiai, yra vadinama plyšių formavimosi stadija. Atsiveriant kiekvienam naujam plyšiui, išmatuojamas staigus elemento pailgėjimas (žr. 1.2 pav., diagramos dalis AB). Šioje stadijoje vis naujų plyšių atsivėrimas priklauso nuo atstumo tarp jau susidariusių plyšių (plačiau apie tai 1.2 poskyryje).

Pasiekus tam tikrą apkrovą  $P_i$ , naujų plyšių elemente nesusidaro ir pereinama į stabilų plyšių stadiją (žr. 1.2 pav., diagramos dalis BC). Šioje stadijoje atstumas tarp plyšių nėra pakankamai ilgas, dėl to armatūros perduodamų įtempių betonui nepakanka, kad betone būtų pasiektas tempiamasis stipris ir atsirastų naujas plyšis. Kai kurie autoriai teigia, kad stabilų plyšių stadija praktiškai neegzistuoja, ir nauji plyšiai gali vertis iki pat armatūros takumo ribos (Maekawa 2003). Vis dėlto, naujų plyšių atsivėrimas šioje stadijoje yra labai ribotas ir neturi didesnės įtakos galutiniam plyšių skaičiui (Perez 2013).

Stabilių plyšių stadija tęsiasi tol, kol viename iš plyšių pasiekiami armatūros takumo riba (žr. 1.2 pav., diagramos dalis CD). Ši stadija vadinama irimo stadija, nes jos metu gelžbetoninis elementas suyra.

Supleišėjusio tempiamojo elemento apkrovos ir poslinkio diagrama pateikta 1.2 paveiksle a. Šioje diagramoje matyti, kad ties apkrova  $P_i$  gelžbetoninio elemento poslinkis yra ilgiu  $\Delta L_i$  mažesnis negu armatūros strypo – tai yra vadinama tempiamuoju sustandėjimu ir paaiškinama tuo, kad tarp plyšių esantis betonas perima tempiamuosius įtempius iš armatūros ir sustandina strypą (Salem ir Maekawa 1999).



**1.2 pav.** Tempiamojo elemento apkrovos ir deformacijų priklausomybės: a) elemento apkrovos ir poslinkio diagrama; b) betono vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų diagrama

**Fig. 1.2.** Load-average strain relationships of tensile element: a) load-displacement diagram; b) average concrete stress-average strain diagram



Tempiamojo sustandėjimo reiškiniui aprašyti sudaromos betono vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų diagramos (žr. 1.2 pav. b). Pagal 1.2 paveikslą a, matyti, kad prie tam tikro poslinkio  $\Delta L_{c,i}$ , gelžbetoninis elementas yra veikiamas jėgos  $P_i$ , taip pat vienam armatūros strypui pakanka jėgos  $N_{s,i}$ , kad šis įgytų tokį patį poslinkį. Skirtumas tarp šių dviejų jėgų –  $N_{c,i}$  yra veikianti vidutinė jėga betone. Žinant vidutinę jėgą, nesunkiai galima rasti vidutinius betono įtempius.

Nagrinėjant tempiamojo sustandėjimo įtempių ir deformacijų diagramas reikia atkreipti ypatingą dėmesį į du aspektus:

1. Horizontalioje ašyje atidedama ne tempiamojo betono, o viso gelžbetoninio elemento vidutinė deformacija. Tempiamojo betono deformacija kinta daug siauresniame intervale – nuo nulio iki pleišėjimo apkrovos. Šis kitimas vyksta betoniniame bloke tarp plyšių (Balazs 1993).

2. Tempiamojo sustandėjimo diagrama iš esmės skirta supleišėjusio gelžbetoninio elemento deformacijų (įlinkių) analizei. Ji parodo ruožuose tarp plyšių tempiamojo betono indėlį, atlaikant tempiamuosius įtempius.

Reikia pažymėti, kad tempiamojo sustandėjimo reiškinys yra labai svarbus, skaičiuojant gelžbetoninių elementų įlinkius ir deformacijas. Netinkamai įvertinus šį reiškinį, gali būti daroma didesnė nei 100 % įlinkių apskaičiavimo paklaida (Gribniak *et al.* 2012).

Aptartos deformavimosi stadijos atitinka klasikinę gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo bei deformacijų teoriją, kai priimama, kad betono įtempiai plyšyje yra lygūs nuliui. Vėlesni eksperimentiniai tyrimai parodė, kad betonas sugeba perimti įtempius plyšio plokštumoje (Hordijk 1992). Šis reiškinys gali turėti reikšmingos įtakos gelžbetoninių elementų standumui. Betono įtempių perdavimo plyšyje reiškinys plačiau bus nagrinėjamas skaitiškai šio darbo trečiajame skyriuje.

### 1.1.2. Įlinkių ir deformacijų skaičiavimo metodai

Kaip jau buvo minėta pirmame poskyryje, gelžbetoninių konstrukcijų įlinkiams skaičiuoti galima išskirti dvi pagrindines kryptis.

Empiriniai ir pusiau analitiniai metodai. Tai seniausieji taikomi metodai, pagrįsti sukauptais eksperimentiniais tyrimais. Empiriniai metodai plačiai taikomi projektavimo normose, jais netiesiogiai įvertinami sudėtingi armatūros ir betono sąveikos aspektai, netiesinės medžiagų savybės. Pagrindinis jų trūkumas yra tai, kad taikant empirines formules neįmanoma įvertinti sudėtingos geometrijos ir apkrovimo atvejų (Gribniak *et al.* 2013).

Skaitiniai metodai, apimantys tiek baigtinių elementų, tiek alternatyvius (sluoksnių, įtempių perdavimo) skaičiavimo algoritmus (Fantilli *et al.* 1998; Kwak ir Ha 2006). Skaitiniai metodai leidžia įvertinti netiesines medžiagų

savybes, apskaičiuoti bet kokios geometrijos, įvairiai apkrautas konstrukcijas. Pagrindiniai jų trūkumai: laikui imlus modeliavimo ir skaičiavimo procesas bei tikslų fizikinių modelių stoka, ypač aprašant armatūros ir betono kontakto zonos elgseną (Oehlers *et al.* 2012).

Toliau trumpai aptariami plačiausiai šiuo metu taikomi empiriniai ir skaitiniai gelžbetoninių konstrukcijų įlinkių ir deformacijų apskaičiavimo metodai.

Pirmieji gelžbetoninių konstrukcijų skaičiavimo metodai buvo empiriniai ir pusiau analitiniai. Europos projektavimo normose EC2 (2004) gelžbetoninio elemento deformacija (arba kreivis) apskaičiuojama interpoliuojant tarp dviejų ribinių reikšmių: nesupleišėjusio (vadinama pirmoji stadija) ir visiškai supleišėjusio pjūvių (vadinama antroji stadija):

$$\varepsilon_m = \xi \varepsilon_{II} + (1 - \xi) \varepsilon_I, \quad (1.1)$$

čia  $\varepsilon_m$  – vidutinė elemento deformacija;  $\varepsilon_I$  ir  $\varepsilon_{II}$  – nesupleišėjusio ir visiškai supleišėjusio skerspjūvio deformacija;  $\xi$  – deformacijų pasiskirstymo koeficientas, apskaičiuojamas:

$$\xi = 1 - \beta \left( \frac{P_{cr}}{P} \right)^2, \quad (1.2)$$

čia  $\beta$  – koeficientas, įvertinantis apkrovos trukmę (kai apkrova trumpalaikė  $\beta = 1$ , ilgalaikio apkrovimo atveju  $\beta = 0,5$ . Šiame darbe toliau bus nagrinėjamas trumpalaikio apkrovimo atvejis kai  $\beta = 1$ );  $P_{cr}$  – apkrova, sukelianti elemento pleišėjimą;  $P$  – nagrinėjamas apkrovos lygmuo.

JAV projektavimo normose ACI 318 (2008) taikoma efektyviojo inercijos momento sąvoka, atspindinti elemento standumo mažėjimą plintant plyšiams. Efektyvusis inercijos momentas apskaičiuojamas:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}, \quad (1.3)$$

čia  $M_{cr}$  – apkrova, sukelianti elemento pleišėjimą;  $M_a$  – veikianti apkrova;  $I_g$  – nesupleišėjusio skerspjūvio inercijos momentas, nevertinant armatūros;  $I_{cr}$  – visiškai supleišėjusio skerspjūvio inercijos momentas.

Rusijos projektavimo normose SP 52-101 (2004) skerspjūvio kreivis apskaičiuojamas taikant formules:

$$\kappa = \begin{cases} \frac{M}{0,85 E_c I_{el}}, & M \leq M_{cr} \\ \frac{M}{E_{cr} I_{red}}, & M > M_{cr} \end{cases}, \quad (1.4)$$

čia  $M_{cr}$  – apkrova, sukelianti elemento pleišėjimą;  $M$  – veikianti apkrova;  $E_c$  – betono tamprumo modulis, nevertinant armatūros;  $E_{cr}$  – vidutinis supleišėjusio betono tamprumo modulis;  $I_{el}$  – nesupleišėjusio skerspjūvio inercijos momentas;  $I_{red}$  – supleišėjusio skerspjūvio inercijos momentas.

Vidutinis supleišėjusio betono tamprumo modulis apskaičiuojamas:

$$E_{cr} = \frac{2000}{3} f_{cp}, \quad (1.5)$$

čia  $f_{cp}$  – gniuždomasis betono stipris, MPa.

Lietuvos projektavimo normose STR 2.05.05:2005 skerspjūvio kreivis ruožuose, kurių tempiamojoje zonoje atsivėrė plyšiai, apskaičiuojamas taikant formulę:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{dz} \left[ \frac{\psi_s}{E_s A_{s1}} + \frac{\psi_c}{(\phi + \xi) b d E_{c,eff} \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{d} \cdot \frac{\psi_s}{E_s A_{s1}}, \quad (1.6)$$

čia  $M$  – momentas apie ašį, statmeną lenkimo momento veikimo plokštumai;  $z$  – atstumas nuo tempiamosios armatūros skerspjūvio centro iki gniuždomosios zonos atstojamosios virš plyšio;  $\psi_s$  – koeficientas, kuris įvertina tempiamojo betono darbą ruožuose su plyšiais;  $\psi_c$  – koeficientas, kuris įvertina kraštinio gniuždomojo betono sluoksnio deformacijų netolygumą;  $\xi$  – sąlyginis gniuždomosios betono zonos aukštis;  $\nu$  – koeficientas, apibūdinantis elastingai tamprią betono gniuždomosios zonos savybę;  $N_{tot}$  – išilginės jėgos  $N$  ir apspaudimo jėgos  $P_{m,0}$  atstojamoji.

Aptartuose empiriniuose įlinkių ir deformacijų apskaičiavimo methoduose taikomi skirtingi koeficientai, gauti iš tam tikrų bandymų programų. Tai ir yra vienas didžiausių šių metodų trūkumų – gaunami rezultatai dažnai yra tikslūs tik tam tikrais atvejais. Pastaraisiais dešimtmečiais kaip alternatyva empirinėms projektavimo normoms plačiai taikomas skaitinis įlinkių ir deformacijų modeliavimas leidžia įvertinti betono savybių kitimą pleišėjimo metu (de Bort ir Nauta 1985; Bažant ir Ožbolt 1990), bei sumodeliuoti skirtingos geometrijos ir apkrovimo sąlygų konstrukcijas. Vienas plačiausiai taikomų skaitinių metodų yra baigtinių elementų metodas. Sukurti specialūs baigtiniai elementai, leidžiantys įvertinti poslinkių kontinualumo praradimą atsiveriančių plyšių vietose (Moes *et al.* 2002). Pradėti taikyti specialūs betono pleišėjimą aprašantys modeliai,

pagrįsti medžiagos pažeidimo, plastiškumo ir irimo mechanikos prielaidomis (Hofstetter ir Meschke 2011).

Skaitinius metodus, taikant baigtinius elementus, nagrinėjo Ngo ir Scordelis (1967), Bresler ir Bertero (1968), Reinhardt (1984), Yankelevsky (1985), Kwak ir Ha (2006), Jandele ir Cervenka (2006), Wu ir Gilbert (2009), Kanakubo *et al.* (2012), Casanova *et al.* (2012), Daoud *et al.* (2013), Santos ir Henriques (2015).

Vis dėlto, ypač sudėtingi plyšių plitimo ir deformavimo uždaviniai reikalauja ypatingai daug skaičiavimo resursų ir net šiuo metu yra nagrinėjami tik atskiri konstrukciniai elementai (Ooi and Yand 2011; Zhang *et al.* 2013). Be to, skaitiniuose algoritmuose taikomi medžiagų modeliai ne visada yra tikslius ir kartais empirinės projektavimo normų išraiškos yra tikslesnės nei sudėtingi baigtinių elementų modeliai (Gribniak *et al.* 2013).

Dar viena armatūros ir betono sąveikos skaitinio modeliavimo kryptis yra įtempių perdavimo algoritmai, pagrįsti armatūros ir betono sąveikos idealizavimu. Tempiamųjų gelžbetoninių elementų elgsenai aprašyti įtempių perdavimo modelius kūrė ir disertacijos autorius (Jakubovskis ir Juknys 2012). Taikant įtempių perdavimo algoritmus gaunami deformacijų ir pleišetumo rezultatai iš esmės priklauso nuo skaičiavimams taikomų armatūros ir betono sąveikos modelių (Balazs 1993). Keli šiuo metu dažniausiai taikomi modeliai aptariami kitame skirsnyje.

### 1.1.3. Armatūros ir betono sąveikos modeliai

Vienas iš plačiausiai taikomų armatūros ir betono sąveikos modelių buvo pasiūlytas R. Eligehauseno, E. P. Popovo ir V. V. Bertero 1982 m. (Eligehausen *et al.* 1982). Šių autorių garbei modelis dažnai trumpinamas BEP. Pasiūlytame armatūros ir betono sąveikos modelyje, betono ir armatūros sukibimo įtempiai priklauso nuo betono stiprio, armatūros tipo ir slinkties:

$$\tau = \tau_1 \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha, \quad (1.8)$$

čia  $\tau_1$  – maksimalūs sukibimo įtempiai, ir lygus  $2,5 \cdot \sqrt{f_c}$ ;  $s$  – slinktis;  $s_1$  – slinktis, atitinkanti sukibimo įtempių maksimumą;  $\alpha$  – laipsnio rodiklis, priklausantis nuo armatūros tipo.

Shima *et al.* (1987) pasiūlė armatūros ir betono sąveikos modelį, kuriame betono ir armatūros sukibimo įtempiai priklauso nuo betono stiprio, armatūros deformacijų ir slinkties. Modelio išraiška:

$$\tau = \frac{0,73 \cdot f_c (\ln(1 + 5s))^3}{1 + \varepsilon \times 10^5}, \quad (1.9)$$

čia  $f_c$  – betono gniuždomasis stipris;  $\varepsilon$  – armatūros deformacijos;  $s$  – slinktis.

Marti *et al.* (1998) pasiūlytame armatūros ir betono sąveikos modelyje, betono ir armatūros sukibimo įtempiai nepriklauso nuo slinkties, o visiškai priklauso nuo betono tempiamojo stiprio. Modelio išraiška:

$$\tau = \begin{cases} 2 \cdot f_{ct}, & f_s < f_y \\ f_{ct}, & f_s = f_y \end{cases}, \quad (1.10)$$

čia  $f_{ct}$  – betono tempiamasis stipris;  $f_s$  – armatūros įtempiai;  $f_y$  – armatūros takumo įtempiai.

Hong ir Park (2012) pasiūlytame armatūros ir betono sąveikos modelyje betono ir armatūros sukibimo įtempiai priklauso nuo betono stiprio, armatūros geometrinių parametrų, technologinių ir konstrukcinių veiksnių. Modelio išraiška:

$$\tau(s) = k \cdot f_c^{2/3} \left( 1 - e^{\left( -4500(s/\emptyset_s)^{1,45} \right)} \right)^{0,5} \cdot e^{\left( -5(s/\emptyset_s) + 5,5 f_r^{0,9} \right)}, \quad (1.11)$$

čia  $f_c$  – gniuždomasis betono stipris;  $\emptyset_s$  – armatūros skersmuo;  $f_r$  – armatūros sukibimo indeksas, apskaičiuojamas kaip armatūros rumbelio skerspjūvio ploto ir strypo paviršiaus ploto tarp dviejų rumbelių santykis;  $k$  – koeficientas, įvertinamas skirtingų technologinių ir konstrukcinių veiksnių įtaka sukibimo įtempiams.

Aptartuose armatūros ir betono sąveikos modeliuose dažniausiai yra priimama, kad sukibimo įtempiai daugiausiai priklauso nuo slinkties. Autoriaus atlikta skaitinė gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformacijų analizė parodė (plačiau aprašoma 3 skyriuje), kad Eligehausen *et al.* (1982) pasiūlytas armatūros ir betono sąveikos dėsnis yra skaitiškai efektyvus ir universalus (tinka tiek plieninei, tiek įvairiai kompozitinei armatūrai). Šio modelio parametrai bus detalčiau nagrinėjami šio darbo trečiajame skyriuje.

## 1.2. Atstumo tarp plyšių ir plyšio pločio skaičiavimo metodai

Gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimas yra sudėtingas stochastinis reiškinys. Plyšių išsidėstymą ir jų plotius lemia konstrukcijos geometrija, armatūros ir betono sąveika, armatūros išdėstymas skerspjūvyje, armatūros ir betono fizikinės ir mechaninės savybės, konstrukcijos apkrovos pobūdis ir apkrovos istorija (Leonhardt 1977).

Dėl daugelio armuoto betono konstrukcijų pleišėjimą lemiančių veiksnių, kuriant pleišėjimo modelius konstrukcijos maksimaliai supaprastinamos. Dažniausiai taikomas centriškai tempiamos gelžbetoninės prizmės modelis, supaprastintai atspindintis gelžbetoninių konstrukcijų tempiamosios zonos pleišėjimo procesą (Fantilli 2009). Tempiamos gelžbetoninės prizmės yra santykinai paprasti elementai, kuriuos patogų gaminti ir išbandyti laboratorinėmis sąlygomis. Dėl šių priežasčių, dauguma iš pasiūlytųjų pleišėjimo modelių aprašo būtent tempiamųjų elementų elgseną. Vis dėlto, net ir paprastų tempiamųjų gelžbetoninių prizmių pleišėjimo procesas yra gana sudėtingai prognozuojamas, pleišėjimo modeliai dažnai prieštarauja vienas kitam net ir pagrindinėmis prielaidomis. Toliau aptariamos dvi pagrindinės pleišėjimo modelių kryptys: a) klasikinė teorija, pagrįsta armatūros ir betono sąveika ir b) alternatyvūs modeliai, pagrįsti apsauginio betono sluoksnio dydžiu.

### 1.2.1. Atstumas tarp plyšių ir plyšio plotis pagal klasikinę gelžbetonio pleišėjimo teoriją

Klasikinė maksimalaus plyšio pločio apskaičiavimo išraiška, kuri vienoje ar kitoje formoje įdiegta į daugumą projektavimo normų, remiasi armatūros ir betono sąveikos idealizavimu. Supaprastintai maksimalus plyšio plotis apskaičiuojamas (Beeby 2004)

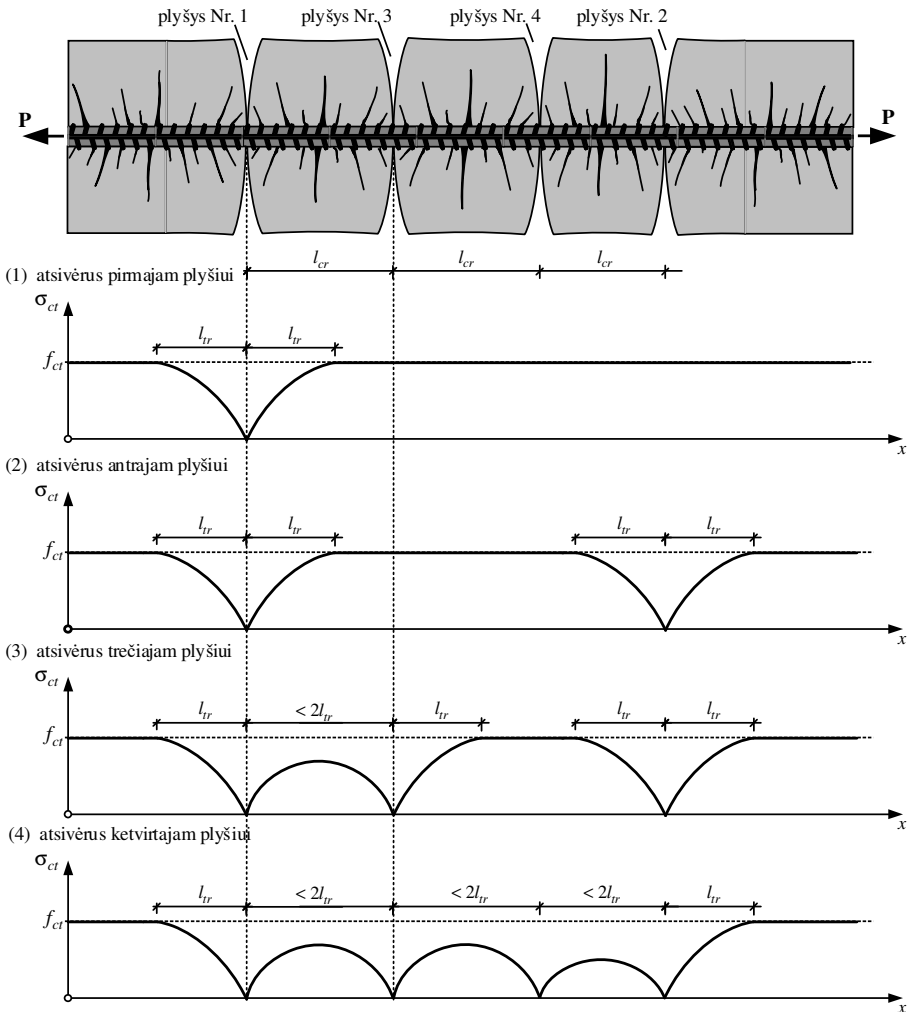
$$w = k \cdot \frac{\sigma_s}{\rho} \cdot \epsilon, \quad (1.12)$$

čia  $w$  – plyšio plotis;  $k$  – koeficientas, priklausantis nuo armatūros ir betono sąveikos pobūdžio;  $\sigma_s$  – armatūros skersmuo;  $\rho$  – armavimo procentas (kuris gali būti įvairiai apibūdinamas);  $\epsilon$  – vidutinė armatūros deformacija tarp plyšių (kuri gali būti įvairiai apibūdinama).

Norint geriau suprasti klasikinių pleišėjimo modelių prielaidas, reikia išnagrinėti tempiamąją gelžbetoninę prizmę, parodytą 1.3 paveiksle. Kaip nagrinėta 1.1.1 skirsnyje, apkrovai pasiekus reikšmę  $P_{cr}$ , elemente pradeda vertis plyšiai. 1.3 paveikslo pirmoji diagrama rodo betono įtempių pasiskirstymą tik ką atsivėrus pirmajam plyšiui. Plyšyje visą tempiamąją jėgą perima armatūra, o betono įtempiai lygūs nuliui. Toliau nuo plyšio, dėl armatūros ir betono sukibimo, betono įtempiai nuolat auga, kol pasiekia tempiamąjį stiprį  $f_{ct}$ . Atstumas, reikalingas betono tempiamajam stipriui pasiekti dažnai vadinamas įtempių perdavimo ilgiu ir paveiksle pažymėtas  $l_{tr}$ . Atstumu  $l_{tr}$  nuo plyšio, jėga betone tampa lygi  $A_c \times f_{ct}$  (čia  $A_c$  – tempiamojo betono plotas). Ši jėga turi būti perduota iš armatūros dėl sukibimo įtempių, todėl galima parašyti jėgų pusiausvyros sąlygą:

$$A_c \cdot f_{ct} = \pi \varnothing_s \cdot \int_0^{l_{tr}} \tau(x) dx, \quad (1.13)$$

čia  $A_c$  – betono skerspjūvio plotas;  $f_{ct}$  – betono tempiamasis stipris;  $\varnothing_s$  – armatūros skersmuo;  $\tau(x)$  – sukibimo įtempiai.



**1.3 pav.** Tempiamos gelžbetoninės prizmės pleišėjimas ir betono įtempių pasiskirstymas  
**Fig. 1.3.** Cracking of tensile concrete prisms and stress distribution in concrete

Gautoje lygtyje sunkiausiai apibrėžiamas dydis yra sukibimo įtempių funkcija  $\tau(x)$ . Skaičiuojant įtempių perdavimo ilgį dažnai priimama, kad sukibimo įtempiai yra pastovūs:  $\tau(x) = \text{const.}$  (žr. 1.4 pav.). Tokia prielaida leidžia paprastai integruoti dešiniąją lygties pusę ir išreikšti įtempių perdavimo ilgį:

$$A_c \cdot f_{ct} = \pi \varnothing_s \tau \cdot l_{tr} \Rightarrow l_{tr} = \frac{A_c \cdot f_{ct}}{\pi \varnothing_s \tau}. \quad (1.14)$$

1.14 lygtį galima toliau pertvarkyti įvedant armavimo procento sąvoką  $\rho = A_s / A_c$  (čia  $A_s$  ir  $A_c$  yra atitinkamai armatūros ir betono skerspjūvio plotai). Lenkiamiems arba tempiamiems elementams su keletu strypų kartais taikomas efektyvusis armavimo procentas  $\rho_{\text{eff}}$ , apimantis tam tikrą dalį betoninio skerspjūvio  $\rho_{\text{eff}} = A_s / A_{c,\text{eff}}$  (čia  $A_{c,\text{eff}}$  yra efektyvusis betono skerspjūvio plotas). Įvedus armavimo procento sąvoką, galima parašyti:

$$l_{tr} = \frac{A_c f_{ct} \cdot \rho}{\pi \varnothing_s \cdot \tau \cdot \rho} = \frac{A_c f_{ct} \cdot A_s / A_c}{\pi \varnothing_s \cdot \tau \cdot \rho} = \frac{f_{ct} \cdot \frac{\pi \varnothing_s^2}{4}}{\pi \varnothing_s \cdot \tau \cdot \rho} = \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ct}}{\tau} \cdot \frac{\varnothing_s}{\rho}. \quad (1.15)$$

Gauta įtempių perdavimo ilgio formulė priklauso nuo parametro  $\varnothing_s / \rho$ , betono tempiamojo stiprio ir sukibimo įtempių  $\tau$ . Eksperimentiškai nustatyta, kad sukibimo įtempiai  $\tau$  yra tiesiogiai proporcingi betono tempiamajam stipriui, todėl (1.15) lygtį galima pertvarkyti:

$$l_{tr} = k \cdot \frac{\varnothing_s}{\rho}, \quad (1.16)$$

čia  $k$  – koeficientas, apibūdinantis armatūros ir betono sukibimą.

Grįžkime prie gelžbetoninės prizmės parodytos 1.3 paveiksle. Nežymiai padidinus apkrovą, atsivers antrasis plyšys. Atstumu  $l_{tr}$  nuo pirmojo plyšio betono, įtempiai yra mažesni už tempiamąjį stiprį, todėl antrasis plyšys galės atsiverti tik didesniu nei  $l_{tr}$  atstumu (žr. 1.3 pav. antrąją diagramą).

Kiti plyšiai gali vertis tol, kol per visą elemento ilgį betono įtempiai tampa mažesni už tempiamąjį stiprį, kitaip tariant, įtempių perdavimo ilgiai persidengia tarp gretimų plyšių (žr. 1.3 pav. trečiąją ir ketvirtąją diagramas). Kai taip įvyksta, elemente naujų plyšių nebesusidaro ir pasiekama stabilių plyšių stadija. Toliau didinant apkrovą didėja plyšių pločiai, o jų skaičius lieka pastovus. Nors kai kurie autoriai teigia (Maekawa *et al.* 2003), kad nauji plyšiai gali vertis iki pat elemento irimo, plyšių formavimasis aukštose apkrovos stadijose yra ribotas ir neturi didesnės įtakos galutiniams atstumams tarp plyšių (Perez *et al.* 2013).

Iš 1.3 paveikslo matyti, kad ruožuose tarp plyšių, kurių ilgis didesnis nei  $2l_{tr}$ , betono įtempiai pasiekia tempiamąjį stiprį ir gali atsiverti naujas plyšys. Jei ruožo ilgis mažesnis nei  $2l_{tr}$ , betono įtempiai tempiamojo stiprio nepasiekia ir šis



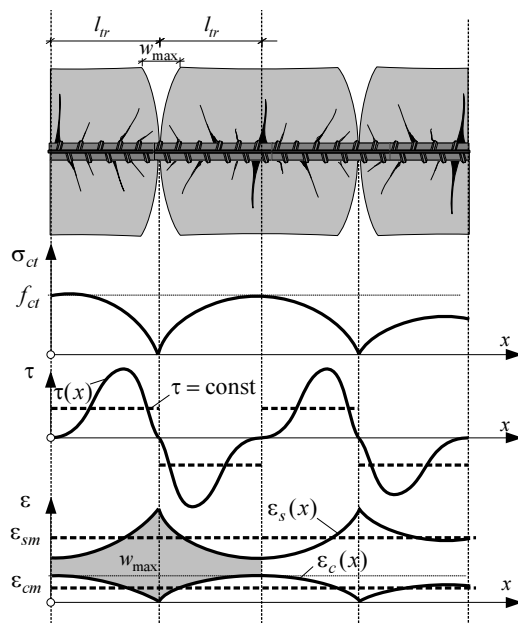
ruožas lieka stabilus. Remiantis šiais samprotavimais, maksimalus galimas atstumas tarp plyšių  $l_{cr} = 2l_{tr}$ , o bet kurio atsitiktinio ruožo tarp plyšių ilgis turi pakliūti į intervalą  $l_{tr} \leq l_{cr} \leq 2l_{tr}$

Maksimalus plyšio plotis apskaičiuojamas kaip vidutinis armatūros ir betono poslinkių skirtumas:

$$w_{\max} = 2 \cdot l_{tr} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 2k \cdot \frac{\sigma_s}{\rho} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (1.17)$$

čia  $\varepsilon_{sm}$  ir  $\varepsilon_{cm}$  – atitinkamai vidutinė armatūros ir betono deformacija. Klasikinėje maksimalaus plyšio pločio skaičiavimo formulėje (1.12) narys  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  supaprastintas iki  $\varepsilon$ .

Grafinė maksimalaus plyšio pločio prasmė pateikta 1.4 paveiksle, kaip patamsintas plotas tarp armatūros ir betono deformacijų diagramų. Reikia pastebėti, kad tikrosios armatūros ir betono deformacijų funkcijų  $\varepsilon_s(x)$  ir  $\varepsilon_c(x)$  formos priklauso nuo armatūros ir betono sąveikos pobūdžio. Praktiniams skaičiavimams pakanka turėti vidutines šių funkcijų reikšmes  $\varepsilon_{sm}$  ir  $\varepsilon_{cm}$  (žr. 1.4 pav.).



1.4 pav. Betono įtempių, sukibimo įtempių ir deformacijų pasiskirstymas tempiamoje gelžbetoninėje prizmėje

Fig. 1.4. Distribution of concrete stress, bond stress and strain in tensile concrete prism

Pasaulinėse projektavimo rekomendacijose „Model Code“ (2010) taikoma klasikinė plyšio pločio skaičiavimo išraiška (1.15). Vidutinius sukibimo įtempius siūloma priimti  $\tau = 1,8f_{ctm}$ , tokiu atveju įtempių perdavimo ilgio formulė įgyja išraišką:

$$l_r = \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ct}}{\tau} \cdot \frac{\sigma_s}{\rho} = \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{1,8f_{ctm}} \cdot \frac{\sigma_s}{\rho} \approx 0,139 \frac{\sigma_s}{\rho}. \quad (1.18)$$

Skaiciuojant gelžbetoninių konstrukcijų plyšio plotį remiantis klasikinė išraiška (1.12), lemiamu veiksniu tampa įtempių perdavimo ilgio ir atstumo tarp plyšių vertinimas. Vidutinė armatūros ir betono deformacija  $\varepsilon_{sm}$  ir  $\varepsilon_{cm}$  yra tiksliau apibrėžiami dydžiai ir jų įtaka apskaičiuotam plyšio pločiui yra daug mažesnė (Torres 2011; Perez 2013).

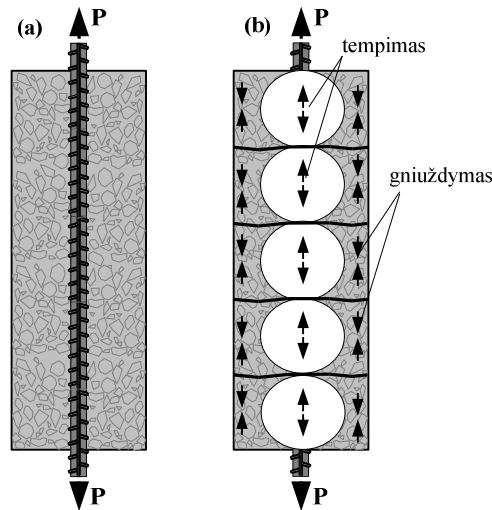
Dėl taikomų prielaidų ir ne visada adekvačių skaičiavimo rezultatų klasikinė pleišėjimo teorija yra kritikuojama (Beeby 2004a, 2004b) ir siūlomi alternatyvūs modeliai, pagrįsti ne armatūros ir betono sąveikos idealizavimu, bet apsauginio betono sluoksnio dydžiu.

### 1.2.2. Alternatyvūs gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo modeliai

Aptarta klasikinė gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo teorija pagrįsta supaprastintu analitiniu armatūros ir betono sąveikos modeliu. Eksperimentiniai tyrimai ne visada patvirtina klasikinės teorijos adekvatumą, ypač bandant lenkiamus ir sudėtingai armuotus gelžbetoninius elementus. Pastebėta, kad apsauginis betono sluoksnis turi didelę įtaką plyšių formavimuisi (Broms 1964; Base *et al.* 1965; Broms ir Lutz 1965; Robinson 1970; Houde 1974; Morita 1968; Beeby 2005).

Aptarkime centriškai tempiamą gelžbetoninę prizmę parodyta 1.5 paveiksle. Analitiškai buvo parodyta (Hognestad 1962), kad dideli tempiamieji įtempiai betone susidaro tose zonose, kurias riboja įbrėžtas tarp gretimų plyšių apskritimas (žr. 1.5 pav.). Už šių apskritimo ribų susidaro gniuždymo arba nedideli tempiamieji įtempiai.

Remdamasis įtempių sklaidimo apskritimais, Broms (1965a) pasiūlė alternatyvią gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimo teoriją. Jo atlikti eksperimentiniai tyrimai parodė, kad tarp paviršiuje pastebimų pagrindinių plyšių, elemento viduje susidaro ir antriniai plyšiai (Broms 1964; 1965a; 1965b). Antrinių plyšių susidarymas eksperimentiškai užfiksuotas į apkrautą elementą injektuojant epoksidinę dervą, apkrovą išlaikant iki dervos sustingimo. Pagal Bromso pasiūlytą pleišėjimo modelį, antriniai plyšiai lieka konstrukcijos viduje, jei tarp egzistuojančių pagrindinių plyšių įbrėžtas apskritimas nepasiekia konstrukcijos paviršiaus.



**1.5 pav.** Betono įtempių sklidimas tempiamame gelžbetoniniame elemente (pagal Broms 1965)

**Fig. 1.5.** Concrete stress distribution in a tensile reinforced concrete element (adopted from Broms 1965)

Panagrinėkime tempiamą prizmę, parodytą 1.6 paveiksle. Tarp egzistuojančių pagrindinių plyšių brėžiamas apskritimas pasiekia gelžbetoninės prizmės paviršių, todėl susidaro du papildomi pagrindiniai plyšiai. Toliau nagrinėjamas elementas su trimis pagrindiniais plyšiais – analogiškai įbrėžiami apskritimai, kurie šiuo atveju prizmės paviršiaus nepasiekia (žr. 1.6 pav. b). Įtempių apskritimų ribose susidaro pirmos eilės antriniai plyšiai. Analogiškai gaunami ir antros eilės antriniai plyšiai, kaip parodyta 1.6 paveiksle, c. Betono įtempių sklido trajektorijos supaprastintai parodytos 1.6 paveiksle, d.

Nagrinėjant įtempių apskritimus ir antrinių plyšių susidarymą, buvo pasiūlyta, kad atstumai tarp matomų pagrindinių plyšių turi patekti į intervalą:

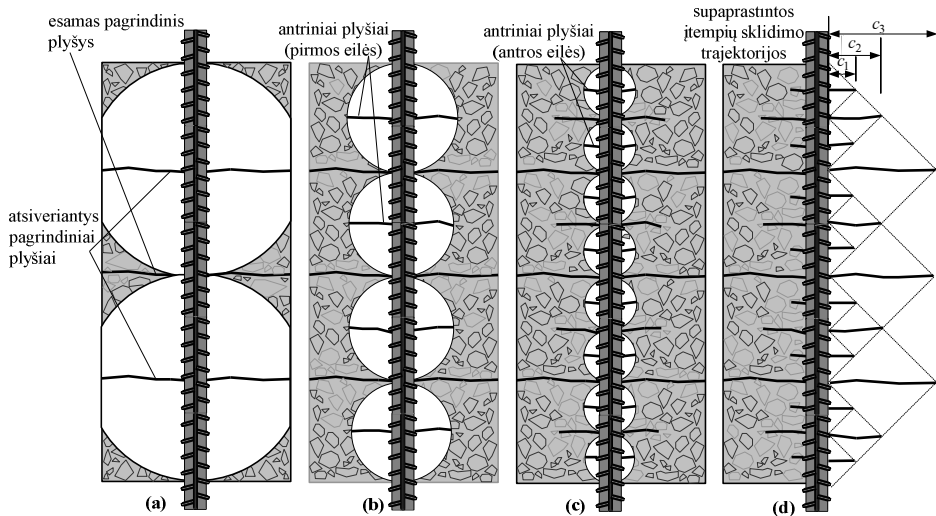
$$c + \frac{\varnothing_s}{2} \leq l_{cr} \leq 2 \left( c + \frac{\varnothing_s}{2} \right), \quad (1.19)$$

čia  $c$  – apsauginis betono sluoksnis;  $\varnothing_s$  – armatūros skersmuo.

Plyšio pločiui skaičiuoti buvo pasiūlyta išraiška:

$$w = 2 \left( c + \frac{\varnothing_s}{2} \right) \cdot \varepsilon_s, \quad (1.20)$$

čia  $\varepsilon_s$  – vidutinė armatūros deformacija.



**1.6 pav.** Tempiamos gelžbetoninės prizmės plyšių susidarymas (pagal Broms 1965):

a) atsiveriantys pagrindiniai plyšiai; b) atsiveriantys antriniai plyšiai (pirmos eilės);

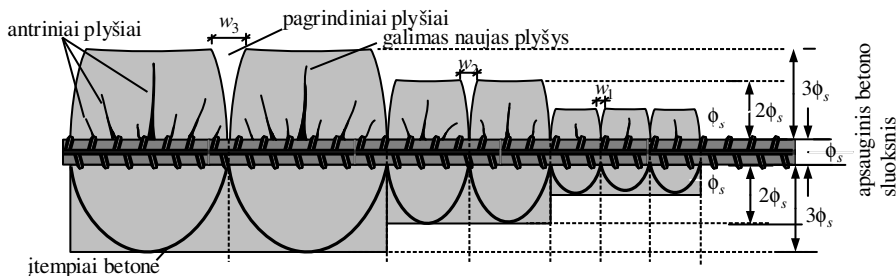
c) atsiveriantys antriniai plyšiai (antros eilės); d) įtempių sklaidimo trajektorijos

**Fig. 1.6.** Cracking of tensile concrete prism (adopted from Broms 1965): a) opening of main cracks; b) opening of secondary cracks (first order); c) opening of secondary cracks (second order); d) stress distribution trajectory

Panašias į Broms (1965) atstumo tarp plyšių formules siūlė Morita (1970), Robinson (1968) ir Beeby (2005), kuris atstumą tarp plyšių sieja tik su apsauginiu betono sluoksniu arba betono plotu aplink armatūros strypą.

Kuo mažesnis apsauginis betono sluoksnis, tuo daugiau antrinių plyšių pasiekia konstrukcijos paviršių ir tampa matomais (Noghabai 1998). Apsauginis betono sluoksnis turi ir kitą svarbią įtaką elemento pleišėjimui. Eksperimentiniai tyrimai (Borosnoy 2013) parodė, kad plyšys nėra pastovaus pločio, o didėja nuo armatūros paviršiaus link elemento krašto (plyšio formos schema parodyta 1.7 pav.). Kuo didesnis apsauginis betono sluoksnis, tuo platesnis plyšys atsiveria konstrukcijos paviršiuje (Perez 2013). Interpretuojant šiuos rezultatus gali kilti klaidinga išvada, kad mažas apsauginis betono sluoksnis turi teigiamą įtaką konstrukcijų ilgaamžiškumui. Šis prieštaravimas bendrai konstrukcijų projektavimo praktikai (kai konstrukcijų ilgaamžiškumas ir apsauga nuo agresyvios aplinkos užtikrinama reikiamu apsauginiu betono sluoksniu) nėra teisingas. 1.7 paveiksle matyti atsiveriančių plyšių pločiai:  $w_1$ ,  $w_2$  ir  $w_3$ . Remiantis eksperimentiniais matavimais, šių plyšių pločiai konstrukcijos paviršiuje bus atitinkamai  $w_1 < w_2 < w_3$ . Kita vertus, jų pločiai armatūros paviršiuje praktiškai

nesiskirs (Fantilli 2011). Pro didesnę apsauginį sluoksnį sunkiau pateks drėgmė ir agresyvios medžiagos ir armatūra bus geriau apsaugota.



**1.7 pav.** Tempiamos gelžbetoninės prizmės pagrindinių ir antrinių plyšių susidarymas (pagal Noghabai 1998)

**Fig. 1.7.** Primary and secondary crack formation in tensile concrete prisms (adopted from Noghabai 1998)

Plyšio pločio kitimas priklausomai nuo atstumo iki tempiamos armatūros apsunkina eksperimentinius armuoto betono pleišėjimo tyrimus. To paties armavimo procento ir armatūros skersmens bandiniai, turintys skirtingus betono apsauginius sluoksnius, pleišės skirtingai, skirtingi bus ir išmatuoti plyšių pločiai. Tai stipriai padidina rezultatų sklaidą ir apsunkina skirtingų autorių gautų eksperimentinių tyrimų analizę. Projektavimo rekomendacijose „Model Code“ (2010) yra patikslinama, kad siūlomas plyšio pločio modelis yra skirtas bandiniams su įprastu betono apsauginiu sluoksniu ( $c = 25$  mm). Tais atvejais, kai reikia įvertinti plyšio pločio kitimą priklausomai nuo atstumo iki tempiamos armatūros, siūloma atlikti papildomų skaičiavimų.

Iš aptartų dviejų pleišėjimo teorijų galima daryti išvadą, kad tiek viena, tiek kita koncepcija tik iš dalies ir gana supaprastintai atspindi sudėtingą plyšių susidarymo mechanizmą. Skirtingai nuo klasikinės pleišėjimo teorijos, Bromso pasiūlytas metodas yra daugiau empirinis, neturintis teorinio pagrindimo. Vis dėlto iki šiol tęsiasi diskusijos, kuris iš dydžių – armatūros ir betono sukibimas ar apsauginis betono sluoksnis, turi didesnę įtaką armuoto betono konstrukcijų pleišėjimui (Beeby 2004a, 2004b, 2005; Perez 2013). Klasikinė pleišėjimo teorija plačiau yra taikoma Europoje, o Bromso pasiūlytas pleišėjimo modelis su nedideliais pakeitimais šiuo metu taikomas JAV projektavimo normose ACI 318 (ACI 2008).

Pasiūlyta įvairių pleišėjimo modelių, kuriuose bandoma derinti tiek klasikinę, tiek alternatyvią pleišėjimo teorijas. Kaip pavyzdys gali būti EC2 pro-

jektavimo normos (CEN 2004), kuriose maksimaliam atstumui tarp plyšių skaičiuoti siūloma išraiška:

$$S_{r,\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varnothing_s}{\rho_{\text{eff}}}, \quad (1.21)$$

čia  $c$  – apsauginis betono sluoksnis;  $\varnothing_s$  – armatūros skersmuo;  $\rho_{\text{eff}}$  – efektyvusis armavimo procentas;  $k_1$  – koeficientas, įvertinantis armatūros ir betono sukibimą ( $k_1 = 0,8$  rumbuotiems strypams,  $k_1 = 1,6$  lygiems strypams);  $k_2$  – koeficientas, įvertinantis deformacijų pasiskirstymą skerspjuvyje ( $k_2 = 0,5$  lenkiamiesiems elementams,  $k_2 = 1$  tempiamiesiems elementams); siūlomos koeficientų  $k_3$  ir  $k_4$  reikšmės yra atitinkamai 3,4 ir 0,425.

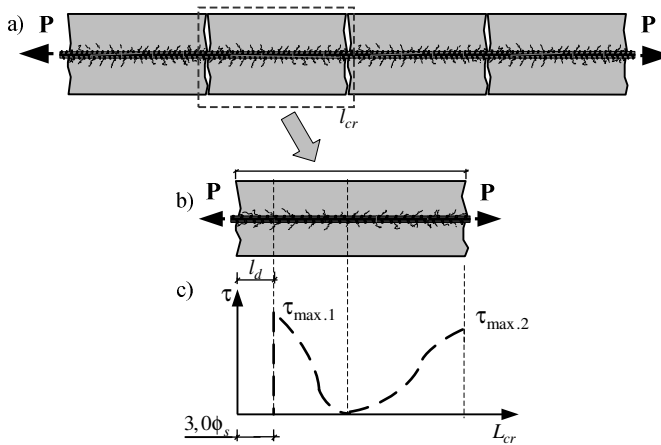
Be aptartų ACI 318 (ACI 2008), EC2 (CEN 2004) ir „Model Code“ (2010) projektavimo normų, pasiūlyta daug analitinių ir empirinių atstumų tarp plyšių ir plyšio pločio apskaičiavimo metodų. Borosnoy ir Balažs (2005) apžvalginiam straipsnyje pateikia iš viso 24 atstumų tarp plyšių ir 20 plyšio pločio skaičiavimo formulius, kurios remiasi tiek klasikine, tiek alternatyvia teorijomis, taip pat bandoma šias dvi teorijas derinti.

### 1.3. Pažeidimo zona ir jos modeliai

Įprastiniai – 1.1 poskyryje aprašyti sąveikos modeliai, tinka ne visam gelžbetoniniam elementui. Elemento kraštuose (žr. 1.8 pav., b) esančiose zonose, dėl antrinių plyšių, armatūros ir betono sukibimas tampa daug silpnesnis ir pakinta įtempių perdavimo pobūdis (Bernardi *et al.* 2014).

Panagrinėkime 1.2 poskyryje pateiktą tempiamąją prizmę. Tarkime, kad prizmė yra paveikta jėgos  $P_i$ , ji yra stabiliųjų plyšių pleišėjimo stadijoje (žr. 1.8 pav., a). Bet kuriam iš prizmės supleišėjusių elementų būtų galima pritaikyti armatūros ir betono sąveikos modelį ir rasti sukibimo įtempių pasiskirstymą elemente (žr. 1.8 pav., c – dešinė pusė). Tokiu atveju maksimalūs sukibimo įtempiai veiks elemento krašte (plyšyje), nes šiame pjūvyje yra didžiausia slinktis. Eksperimentiškai buvo parodyta (Kankam 1997), kad sukibimo įtempiai elemento krašte staiga mažėja ir plyšyje praktiškai lygūs nuliui. Supaprastintai sukibimo įtempių pažeidimas greta plyšio yra parodytas 1.8 paveiksle, c. Matyti, kad įvertinus pažeidimo zoną sukibimo įtempiai veikia mažesniame elemento ilgyje ir tai turi įtakos ne tik vidutinėms tempiamojo gelžbetoninio elemento deformacijoms, bet ir plyšių formavimuisi pradinėse elemento apkrovimo stadijose (Bernardi *et al.* 2014). Toliau nagrinėjami įvairių autorių siūlomi pažeidimo zonos modeliai.

Cholmiansky (1981), atlikdamas eksperimentinę programą nustatė, kad sukibimo įtempiai elemento kraštuose lygūs nuliui. Maksimalią reikšmę sukibimo įtempiai pasiekia tik tam tikru atstumu nuo elemento krašto plokštumos, atstumas priklauso nuo armatūros skersmens bei apkrovos lygmens. Supaprastintai buvo pasiūlyta, kad ilgyje  $3\phi$  nuo elemento krašto sukibimo įtempiai tarp armatūros ir betono yra lygūs nuliui (žr. 1.8 pav., c – kairė pusė).



**1.8 pav.** Supleišėjusio elemento armatūros ir betono sąveika: a) elementas stabilių plyšių stadijoje; b) supleišėjusio elemento „blokas“; c) sukibimo įtempių pasiskirstymas įvertinus (kairė pusė) ir neįvertinus (dešinė pusė) pažeidimo zonų

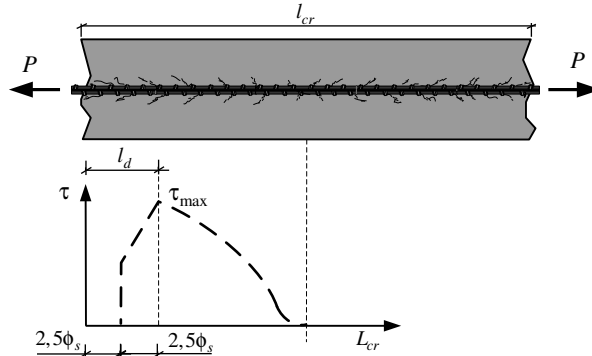
**Fig. 1.8.** Reinforcement and concrete interaction in cracked element: a) stabilized cracking stage; b) element „block“ between cracks; c) bond stress distribution with (left side) and without (right side) taking into account damage zones

Salemo ir Maekawa (1999) pasiūlė pažeidimo zonos modelį, kuriame pažeidimo zonos ilgį siūlo naudoti  $5\phi$ , remdamiesi armuoto betono elementų skaitinio modeliavimo rezultatais. Pagal šį modelį nuo atstumo  $5\phi$  nuo elemento krašto iki atstumo  $2,5\phi$  betono ir armatūros sukibimai tiesiškai mažėja, pasiekus atstumą  $2,5\phi$  betono ir armatūros sukibimo įtempiai tampa lygūs nuliui (žr. 1.9 pav.). Šis modelis yra tinkamas elementams pasiekus savo suirimo stadiją – kai armatūroje, plyšio vietoje, pasireiškia takumo įtempiai.

$$\tau(x) = \tau_{\max} - \frac{\tau_{\max}}{l_d} \left[ x - \left( \frac{l_{cr}}{2} - l_d \right) \right], \quad \text{kai} \left( \frac{l_{cr}}{2} - l_d \right) \leq x \leq \left( \frac{l_{cr}}{2} - \frac{l_d}{2} \right) \quad (1.22a)$$

$$\tau(x) = 0, \quad \text{kai} \left( \frac{l_{cr}}{2} - \frac{l_d}{2} \right) \leq x \leq \left( \frac{l_{cr}}{2} \right), \quad (1.22b)$$

čia  $l_d$  – pažeidimo zonos dydis ( $l_d = 5\emptyset$ );  $l_{cr}$  – atstumas tarp plyšių.



**1.9 pav.** Salem ir Maekawa (1999) pasiūlytas pažeidimo zonos modelis

**Fig. 1.9.** Damage zone model proposed by Salem and Maekawa (1999)

„Model Code“ (2010) yra siūlomas pažeidimo zonos modelis, kuriame pažeidimo zonos ilgis siūlomas naudoti  $5\emptyset$ . Pagal šį modelį sukibimai elemento krašte yra lygūs nuliui, o atstumu  $5\emptyset$  nuo elemento krašto pasiekia maksimalią reikšmę.

$$\tau = \tau_{\max} \left( \frac{s}{s_1} \right)^{\alpha} \lambda, \quad (1.23)$$

čia  $\lambda = 0,2 \cdot (x/\emptyset_s) \leq 1$ ;  $x$  – atstumas nuo elemento krašto; visi kiti duomenys tokie patys kaip BEP sukibimo modelyje.

## 1.4. Armatūros deformacijų pasiskirstymo matavimas gelžbetoninio elemento ilgyje

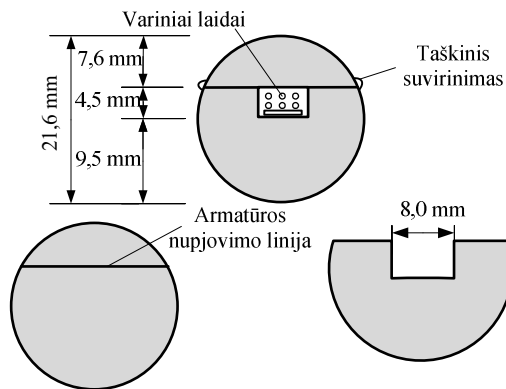
Ankstesniuose poskyriuose nagrinėtas sukibimo įtempių pasiskirstymas tiek vidurinėje, tiek ir kraštinėse elemento zonos, eksperimentiškai yra sunkiai išmatuojamas (Scott ir Gill 1987). Sukibimo įtempių pasiskirstymą per supleišėjusio elemento ilgį galima apskaičiuoti netiesiogiai – išmatavus armatūros deformacijas ir žinant gelžbetoninio elemento geometrinius rodiklius



bei mechanines savybes. Tokiu būdu galima gauti visus kitus sukibimą apibūdinančius parametrus – slinktį, sukibimo įtempius ir kt. (Maekawa *et al.* 2003)

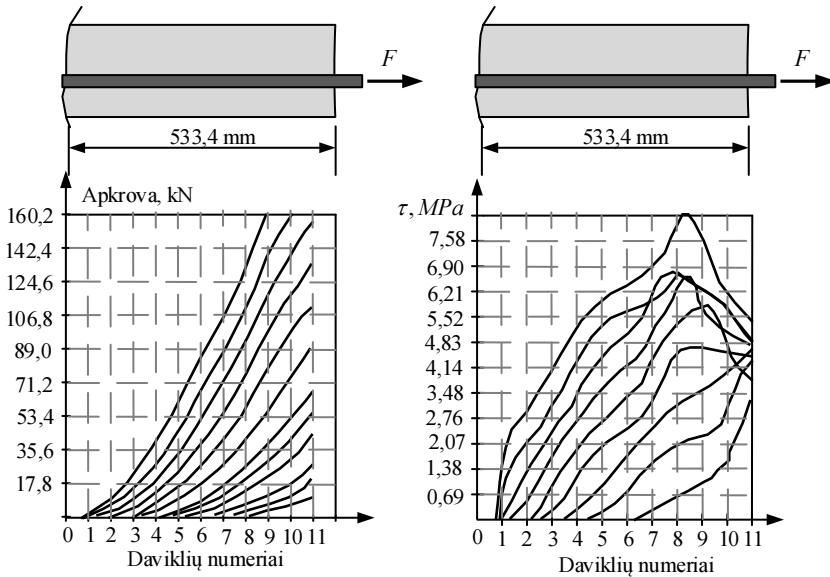
Ankstyvaisiais betono ir armatūros sąveikos tyrinėjimo metais buvo daroma prielaida, kad visame gelžbetoninio elemento ilgyje veikia pastovūs (nekintami) sukibimo įtempiai. Vis dėlto, dar Abrams (1913) suprato ir paminėjo, kad reikia išmatuoti armatūros taškines (lokalias) deformacijas tam tikruose atstumuose nuo gelžbetoninio bandinio krašto.

Pirmasis išmatuoti armatūros deformacijas nepažeidžiant kontakto zonos sugebėjo R. M. Mains (1951). Siekiant nustatyti armatūros deformacijų kitimą, elemento ilgyje buvo atlikta eksperimentinė programa, kurią sudarė septynios skirtingų tipų bandinių grupės (ištraukimo ir lenkimo bandiniai). Bandiniai išsiskyrė tuo, kad deformacijos buvo matuojamos ne ant armatūros strypo paviršiaus, bet armatūros viduje išfrezuotame griovelyje. Šis metodas leido išmatuoti armatūros deformacijas nepažeidžiant sukibimo armatūros bei betono sąveikos zonoje. Visiems bandiniams buvo naudojama 21,6 mm skersmens plieninė armatūra. Armatūros strypo skerspjūvis buvo padalintas į dvi nelygias dalis (žr. 1.10 pav.). Didesnėje armatūros dalyje buvo išfrezuotas griovelis, kad jo apačia sutaptų su armatūros centru – taip buvo siekiama išvengti papildomų įtempių davikliuose, atsirandančių dėl armatūros vietinio lenkimo. Prie armatūros buvo klijuojami davikliai, kurie tarpusavyje buvo sujungti variniu laidu. Griovelis su davikliais ir variniais laidais buvo užpildytas laku ir dvi armatūros dalys suklijuotos į vieną strypą. Kad strypai išlaikytų vientisumą, atskiros dalys tam tikrais intervalais buvo suvirintos taškiniu būdu.



**1.10 pav.** Bandinio paruošimas (pagal Mains 1951)  
**Fig. 1.10.** Preparation of a specimen (adopted from Mains 1951)

Mains (1951) gauti ištraukimo bei lenkimo bandinių rezultatai pateikti 1.11 paveiksle.



**1.11 pav.** Aukrovos ir sukibimo įtempių pasiskirstymas bandinyje (pagal Mains 1951)  
**Fig. 1.11.** Load and bond stress distribution in the specimen (adopted from Mains 1951)

Išvadose autorius nurodė:

- Sukibimo įtempių pasiskirstymas per bandinio ilgį nėra vienodas. Didžiausias sukibimo įtempių kitimas gaunamas apkrautame armatūros gale.
- Tam tikruose elemento vietose sukibimo įtempiai tarp armatūros ir betono apie du kartus viršijo pagal tuometines projektavimo normas apskaičiuotus įtempius.

Po Mains (1951) atliktų tyrimų, panašią armatūros ir betono sąveikos tyrimo metodiką taikė ir kiti autoriai. Houde (1974) atliko plačius armatūros ir betono sąveikos tyrimus, norėdamas sąveikos dėsnius taikyti baigtinių elementų algoritmuose. Houde (1974) eksperimentinę programą sudarė 62 tempiami gelžbetoniniai elementai, armuoti vienu armatūros strypų (12,7 mm; 19,1 mm ir 25,4 mm skersmens). Bandinių ilgis buvo 406 ir 838 mm, skerspjūvio plotas kito nuo 51x51 mm iki 152x152 mm. Vienuolika bandinių (406 mm ilgio ir įvairaus skerspjūvio ploto), armuotų 25,4 mm strypais buvo specialiai paruošti į armatūros vidų klijuojant deformacijų daviklius. Armatūra buvo ne išilgai

pjaunama pusiau, bet nufrezuojama iki pusės, tokiu būdu vieną bandinį paruošiant iš dviejų strypų.

Kiekvienas 406 mm ilgio bandinys buvo paruoštas su 30 deformacijų davikliais. Deformacijų davikliai buvo klijuojami į armatūros viduje išfrezuotą 9,5 mm pločio ir 3,3 mm gylio griovelį (abiejose pusėse), naudojant specialius greitai stingstančius higroskopinius klijus. Davikliai sujungti 0,51 mm skersmens vario laidais. Apsaugai nuo drėgmės laidai ir davikliai padengti keliais sluoksniais silikoninės dervos, jai sustingus likusios išfrezuoto griovelio tuštumos užpildytos epoksidine derva, dvi armatūros pusės sukljuotos tarpusavyje. Armatūros vientisumui užtikrinti siūlė tarp dviejų pusių suvirinta taškiniu būdu kas 50 mm, aušinant ir saugant daviklius nuo perkaitimo. Armatūros galai buvo suvirinti ištisine 127 mm siūle, siekiant perduoti apkrovą nuo bandymo mašinos griebtų.

Prieš betonavimą visi armatūros strypai su įklijuotais deformacijų davikliais buvo kalibruojami. Bandiniai buvo apkraunami ciklais iki 310 MPa, apkrovos metu nuskaitant duomenis. Kiekvienas daviklis buvo kalibruojamas pagal 3 apkrovos ciklą vidurkį, apskaičiuojant geriausią tiesinę priklausomybę tarp apkrovos ir deformacijos.

Trys išbandyti bandiniai, kurių skerspjūvis sudarė 89x203 mm, nebuvo toliau analizuojami dėl bandymo metu pasitaikiusių nenumatytų aplinkybių (atsivėrusių išilginių plyšių iki bandymo, liekamųjų deformacijų davikliuose). Likę 8 bandiniai buvo išbandyti matuojant armatūros deformacijų pasiskirstymą esant įvairiems apkrovos lygmenims. Penkių iš jų skerspjūvis buvo 127x127 mm; po vieną 76x76 mm; 102x102 ir 152x152 mm. Šešiams bandiniams buvo padarytos įpjovos suformuojant susilpninimą skerspjūvyje ir numatomą plyšio vietą, likę du buvo išbandyti be susilpninimų.

Deformacijų pasiskirstymas bandiniuose buvo panašus: esant mažoms apkrovoms elemento viduryje susiformuodavo kompozitinio veikimo zona, kai armatūros ir betono deformacijos buvo lygios. Didėjant apkrovai deformacijų pasiskirstymas artėjo prie parabolinio su viršūne elemento centre, ir charakteringu persilenkimo tašku, artėjant prie apkrautojo armatūros galo. Bandiniuose su susilpninimais susiformavę plyšiai pakeitė šį pasiskirstymą į kelias gretimas paraboles.

Vieni pirmųjų Europoje tiksliai armatūros deformacijų pasiskirstymą betoniniame elemente išmatavo Jungtinės Karalystės Durhamo universiteto mokslininkai (Scott ir Gill 1987). Bandymo programą sudarė 14 gelžbetoninių prizmių, armuotų vienu strypu (12 ir 20 mm skersmens). Gelžbetoninių prizmių ilgis sudarė 1500 mm, o skerspjūvio plotas kito nuo 70x70 iki 200x200 mm. Visos prizmės buvo išbandytos matuojant armatūros deformacijų pasiskirstymą

Kiekvieno strypo viduje 12,5 mm intervalais buvo klijuojami 84 davikliai. Kaip ir Houde (1976) eksperimentinėje programoje, strypai buvo nutekunami iki

pusės ir frezuojami grioveliai deformacijų davikliams, siekiant gauti vieną bandinį iš dviejų strypų. 20 mm skersmens strypams grioveliai buvo 7 mm pločio ir 3,5 mm gylio; 12 mm strypams atitinkami 5 ir 2,5 mm. Davikliai į suformuotus griovelius buvo klijuojami naudojant ciano akrilinį rišiklį ir padengiami poliuretaniniu laku. Likusios tuštumos užpildytos epoksidine derva, kuri kartu buvo naudojama ir dviem armatūros pusėms sutvirtinti.

Prieš betonuojant, armatūros strypai su deformacijų davikliais buvo kalibruojami apkraunant ciklais. Kalibravimo rezultatai taip pat buvo panaudoti apskaičiuojant vidutinį strypų skerspjūvio plotą (strypų tamprumo modulis buvo žinomas ir nustatytas iš įprastų armatūros strypų).

Bandymų rezultatai parodė deformacijų pasiskirstymą elementuose formuojantis plyšiams. Priklausomai nuo elemento armavimo procento, susiformuodavo nuo 2 iki 7 plyšių. Ruožuose tarp plyšių buvo gauta artima parabolei deformacijų pasiskirstymo kreivė su persilenkimo tašku artėjant prie plyšių.

Scott ir Gill (1987) pradėtas armatūros deformacijų matavimo eksperimentinius tyrimus Durhamo universitete tęsė Wenkenbach (2012). Taikant panašią bandinių paruošimo metodiką buvo išbandyti ypač didelio skersmens strypai (32–40 mm). Gauti rezultatai taip pat parodė artimą parabolinei armatūros deformacijų pasiskirstymo kreivę.

Eksperimentinius deformacijų pasiskirstymo armatūroje matavimo tyrimus atliko Kankam (1997; 2003). Buvo bandomos 200 mm ilgio kvadratinio skerspjūvio (150x150 mm) prizmės, armuotos 25 mm strypu. Išbandyti trys armatūros tipai: karštai ir šaltai formuoti rumbuotieji ir lygūs strypai. Prizmės ilgis parinktas, kad apytiksliai atspindėtų supleišėjusio elemento ruožą tarp plyšių. Prizmės viduryje prie armatūros strypų buvo privirinama speciali plokštelė, užtikrinanti nulinę slinktį bloko centre.

Armatūros strypai buvo ruošiami juos pjaunant per pusę ir frezuojant 5 mm gylio ir 6 mm pločio griovelį. Į lygų armatūros strypą buvo klijuojamos 3 mm bazės, o rumbuotiesiems strypams buvo naudojami 5 mm bazės deformacijų davikliai, vietinėms įtempių koncentracijoms ties rumbeliais sumažinti.

Pagamintos prizmės išbandytos pakopomis keliant apkrovą iki 140 MPa lygiams ir iki 250 MPa rumbuotiesiems strypams. Kaip ir tikėtasi, lygiams armatūros strypams gauti daug mažesni sukibimo įtempiai ir lėkštesnės deformacijų pasiskirstymo kreivės lyginant su rumbuotąja armatūra. Taip pat pastebima, kad rumbuotųjų strypų armatūros deformacijų pasiskirstymas yra artimas paraboliniam su pastebimu persilenkimo tašku apkrautos armatūros galuose. Dar viena svarbi išvada buvo ta, kad didėjant apkrovai, didėjo ir sukibimo įtempiai, kartu ir užfiksuotų deformacijų pasiskirstymo kreivių pasvirimo kampas.

Ispanijoje, Žironos universitete, deformacijų pasiskirstymas buvo matuojamas polimeriniuose stiklo pluošto armatūros strypuose (Baena 2010). Buvo

pagamintos dvi 110x110 ir 170x170 mm skerspjūvio, 1300 mm ilgio prizmės su deformacijų davikliais armatūros viduje (kas 50 mm). Tyrimams naudoti 16 ir 19 mm skersmens stiklo pluošto strypai.

Panašiai kaip ir metalinės armatūros atveju, stiklo pluošto polimeriniai armatūros strypai buvo pjaunami per pusę ir formuojami 6,5 mm pločio ir 4 mm gylio grioveliai davikliams priklijuoti. Kas 100 mm buvo gręžiamos 5 mm skersmens kiaurymės laidams nuo daviklių išvesti. Daviklius apsaugojus nuo drėgmės dvi armatūros pusės buvo suklijuojamos epoksidine derva, gaunant strypą išoriškai panašų į įprastą stiklo pluošto armatūrą.

Elementai betonuoti suformavus betoninio skerspjūvio susilpninimus ir numatomas plyšio vietas. Elementai išbandyti nedidelėmis pakopomis didinant apkrovą ir matuojant deformacijų pasiskirstymą plyšių formavimosi ir stabilizacijos stadijose. Eksperimentiniai rezultatai parodė, kad deformacijų pasiskirstymas ir kompozitinės armatūros atveju buvo artimas paraboliniams. Aukštesiose apkrovos stadijose ruožuose šalia plyšių armatūros deformacijos beveik nekito. Šis reiškinys leidžia daryti prielaidą apie pažeistą armatūros ir betono kontaktą. Panašūs rezultatai buvo gauti ir Sooriyaarchchi *et al.* (2005), matuojant kompozitinės armatūros deformacijų pasiskirstymą centriškai tempiamuose elementuose.

Daugumoje aptartų eksperimentų, armatūros deformacijų pasiskirstymo matavimai gelžbetoninio elemento ilgyje buvo atliekami tik didelio skersmens armatūros strypams ( $\varnothing > 16$  mm). Nors buvo išimčių, kai deformacijų matavimai buvo atlikti mažesnio skersmens armatūros strypams ( $\varnothing 12$ ), tačiau šių bandinių yra vos keli. Disertacijos autoriaus turimomis žiniomis armatūros deformacijos pasiskirstymo matavimų mažesnio negu  $\varnothing < 12$  mm skersmens armatūros strypams dar nebuvo atlikta.

## 1.5. Pirmojo skyriaus išvados ir disertacijos uždaviniai

Apžvelgus armatūros ir betono sąveikos tyrimus, galima daryti išvadas:

1. Pasaulyje atliktas ribotas kiekis eksperimentinių tyrimų, kuriuose būtų tiksliai išmatuotas armatūros deformacijų pasiskirstymas gelžbetoniniame elemente, nepažeidžiant kontakto zonos tarp armatūros ir betono. Toks eksperimentinių duomenų kiekis nėra pakankamas patikimų ir fizikine prasme pagrįstų armatūros ir betono sąveikos modelių išvedimui.
2. Autoriaus žiniomis yra atlikta vos kelios eksperimentinės programos, kai gelžbetoniniuose elementuose armatūros deformacijos matuojamos mažo skerspjūvio strypuose –  $\varnothing < 12$  mm. Be to, matavimai buvo atlikti

kelių metrų ilgio bazėje, tiksliai nenustatant armatūros ir betono sąveikos pobūdžio greta plyšių.

3. Iki šiol nėra pasiūlyta fizikine prasme pagrįstų pažeidimo zonos modelių. Nėra nustatytas tikslus pažeidimo zonos dydis ir jos pasiskirstymo pobūdis, priklausomai nuo elemento geometrijos, apkrovos lygmens ir armavimo pobūdžio. Iki šiol pasiūlytieji pažeidimo zonos modeliai buvo labiau intuityvūs, nevertinant tikrosios armatūros deformacijų kitimo elgsenos greta plyšių.
4. Nepakankamai išnagrinėtas gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformavimosi procesas, įvertinant pažeidimo zonos ir betono įtempių perdavimo plyšyje įtaką gaunamiems rezultatams. Tiksliai neįvertintas deformacijų pasiskirstymas pažeidimo zonoje bei šio efekto įtaka gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformavimosi procesui. Taip pat neįvertinta kiek betono įtempių perdavimo per plyšį reiškinys turi įtakos atsiveriantiems atstumams tarp plyšių bei vidutinei elemento deformacijai.

Atsižvelgus į padarytas išvadas, šiame darbe numatyti tokie uždaviniai:

1. Atlikti trumpų tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinius tyrimus, nustatant armatūros deformacijų kitimą gelžbetoninio elemento ilgyje.
2. Remiantis atliktais eksperimentiniais tyrimais, pasiūlyti nagrinėjamo armatūros ir betono sąveikos modelio (*Model Code 2010*) parametrus.
3. Sukurti gelžbetoninių elementų diskrečiojo pleišėjimo algoritmą. Atlikti parametrinę sukurtojo algoritmo analizę, įvertinant pažeidimo zonos įtaką, betono įtempių perdavimo plyšyje reiškinį, sukibimo įtempių ir slinkties dėsnio įtaką armatūros deformacijų pasiskirstymui tarp plyšių, plyšio pločiui ir vidutinėms elemento deformacijoms.
4. Sukurtajame algoritme pritaikyti siūlomus armatūros ir betono sąveikos modelio parametrus.
5. Patikrinti sukurtojo algoritmo adekvatumą, skaičiavimo rezultatus palyginant su literatūroje skelbiamais gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformavimosi eksperimentinių tyrimų rezultatais.

## Eksperimentiniai armatūros ir betono sąveikos tyrimai

Eksperimentinė programa siekta išmatuoti armatūros deformacijų kitimą gelžbetoninio elemento ilgyje nepažeidžiant kontakto zonos tarp betono ir armatūros. Tuo tikslu buvo sudaryta eksperimentinė programa, kurią sudarė du bandinių tipai – bandiniai, kurių deformacijos matuojamos tenzometriniais jutikliais, ir bandiniai, kurių deformacijos matuojamos optiniais jutikliais. Eksperimentinių tyrimų programa detaliau pateikta 2.1 lentelėje.

**2.1 lentelė.** Eksperimentinių tyrimų programa (armatūros deformacijų matavimas)  
**Table 2.1.** Experimental program (reinforcement strain measurement)

Naudojant tenzometrinius jutiklius					
Bandinio pav.	Vnt.	Ilgis, mm	Skersp. plotas, mm <sup>2</sup>	Armatūros skersmuo, mm	Betono cilindrinis stipris, MPa
S-20-tz	3	270	150x150	20	45,5
S-16-tz	3	180+150	100x100	16	40,4
S-12-tz	3	185	100x100	12	40,4

2.1 lentelės pabaiga

End of the Table 2.1

Naudojant optinius jutiklius					
S-12	1	260	100x100	12	36,8
S-20	1	260	100x100	20	36,8

Gelžbetoninių bandinių armavimo procentas buvo parinktas atsižvelgiant į praktikoje dažnai pasitaikantį, ir kito nuo 0,78 ‰ iki 2 ‰. Eksperimentinių bandinių ilgi buvo siekta parinkti tokį, kad bandymo metu neatsirastų plyšys.

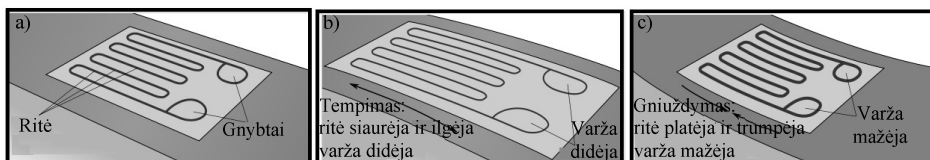
Antrojo skyriaus tematika buvo paskelbti 2 straipsniai konferencijų leidiniuose (Kaklauskas *et al.* 2015a; Kaklauskas *et al.* 2015b).

## 2.1. Tempiamojo elemento deformacijų pasiskirstymo matavimas naudojant tenzometrinius jutiklius

### 2.1.1. Tenzometrinių jutiklių technologija ir veikimo principas

Ši sistema yra pagrįsta įtempimų jutikliais, kurie deformuodamiesi kartu su apkrautu kūnu keičia savo parametrus – elektrinę varžą. Pagrindinės šios matavimų sistemos sudedamosios dalys – tenzometriniai jutikliai, laidai, matavimo prietaisas.

Tenzometriniai jutikliai yra plokščios ritės pavidalo elementai (elektros laidininkai), kurių varža 350  $\Omega$  (autorius naudoti HBM gamintojo). Šių jutiklių veikimo principas pagrįstas elektros laidininkų fizikinėmis savybėmis bei geometrija (žr. 2.1 pav.).



**2.1 pav.** Tenzometrinių jutiklių matavimo stadijos: a) elementas neapkrautas; b) elementas apkrautas tempimo jėga; c) elementas apkrautas gniuždymo jėga

**Fig. 2.1.** Measuring stages of strain gauges: a) unloaded element; b) loaded element with tensile force; c) loaded element with compression force

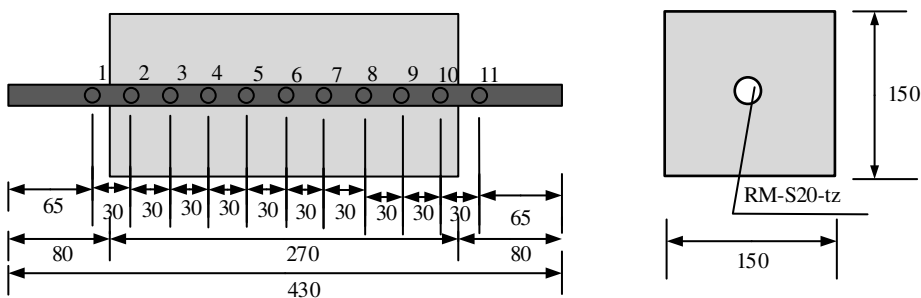


Kai elektrinis laidininkas yra ištempiamas savo tamprumo ribose (t. y. jis nėra nutraukiamas), jo ritė tampa siauresnė ir ilgesnė – šie pakeitimai didina laidininko elektrinę varžą. Kai elektrinis laidininkas yra suspaudžiamas, jis tampa platesnis ir trumpesnis – šie pakeitimai mažina laidininko elektrinę varžą. Tokie elektros laidininkai yra klijuojami prie deformuojamo kūno paviršiaus, deformuojantis kūnui, deformuojasi ir pats varžinis elementas, keičiasi jo vijų skerspjūvio plotas, taip pat ir elemento varža. Išmatuota elektros laidininko varža gali būti perskaičiuojama į įtempimus.

Eksperimentams naudojami daugiagysliai variniai laidai, padengti apsaugine plėvele. Laidų skerspjūvio skersmuo – 1 mm. Laidais tenzometrinių jutiklių signalai perduodami į matavimo prietaisą kurio paskirtis – apdoroti jutiklių siunčiamus signalus ir juos perduoti kompiuteriui.

### 2.1.2. Eksperimentinė programa naudojant tenzometrinius jutiklius

Eksperimentinė programa naudojant tenzometrinius jutiklius buvo atlikta dviem etapais. Pirmą etapą sudarė trys vienodi bandiniai (RM-S20-tz.). Bandiniams buvo naudojama 20 mm skersmens armatūra, tenzometrinių jutiklių skaičius armatūroje – 11 vnt. (išdėstymą žr. 2.2 pav.), betoninės prizmės ilgis  $l = 270$  mm. Armatūros tamprumo modulis 203 GPa. Betono mechaninėms savybėms nustatyti buvo pagaminti kubeliai (150x150x150 mm) ir cilindrai ( $d = 150$  mm). Kubeliai ir cilindrai buvo naudojami nustatyti betono gniuždomąjį stiprį, kurie buvo išbandyti eksperimentų bandymo dieną – 54,3 MPa (kubelis) ir 45,5 MPa (cilindras).

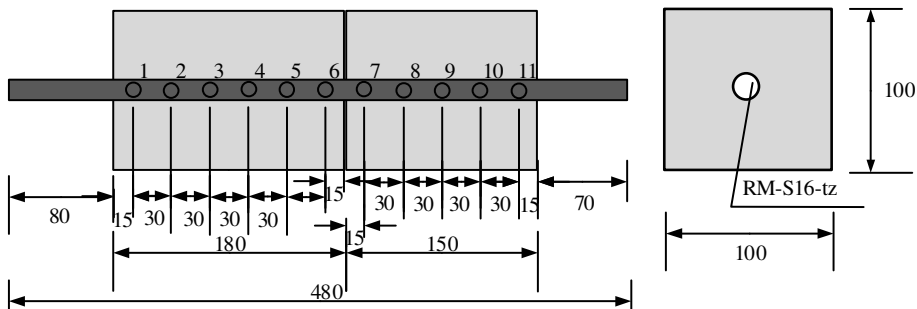


**2.2 pav.** Eksperimentinis bandinys RM-S20-tz

**Fig. 2.2.** Experimental specimen RM-S20-tz

Antrą etapą sudarė dvi grupės bandinių. Pirmą grupę sudarė trys vienodi 16 mm armatūros skersmens bandiniai (RM-S16-tz). Pirmos grupės bandiniuose

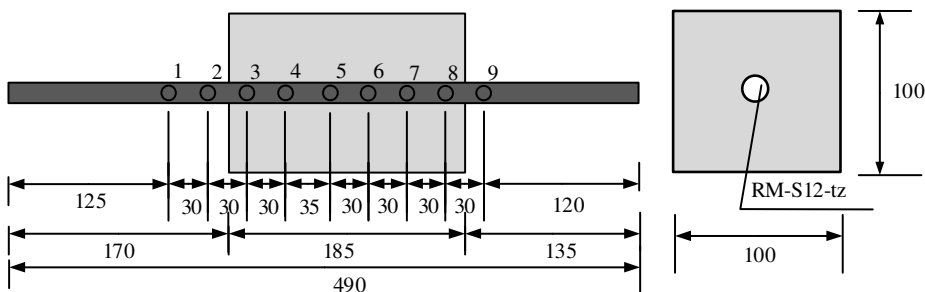
tenzometrinių jutiklių skaičius armatūroje 11 vnt. (išdėstymą žr. 2.3 pav.), betoninės prizmės ilgis  $l_1 = 180$  mm ir  $l_2 = 150$  mm. Prizmė buvo padalinta į dvi dalis siekiant išvengti plyšių gelžbetoniniame bandinyje aukštesniuose apkrovos lygmenyse. Armatūros tamprumo modulis 203 GPa. Betono mechaninėms savybėms nustatyti buvo pagaminti kubeliai (150x150x150 mm, 100x100x100 mm) ir cilindrai ( $d = 150$  mm). Kubeliai ir cilindrai buvo naudojami nustatyti betono gniuždomąjį stiprį, kurie buvo išbandyti eksperimentų bandymo dieną – 45,4 MPa (kubelis 100x100x100 mm), 45,2 MPa (kubelis 150x150x150 mm) ir 40,4 MPa (cilindras).



**2.3 pav.** Eksperimentinis bandinys RM-S16-tz

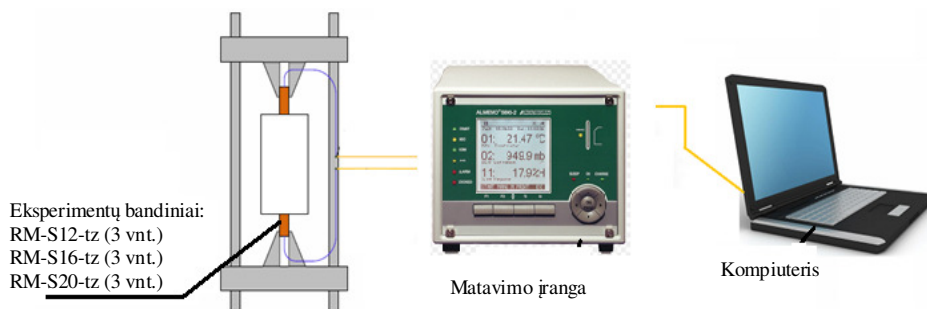
**Fig. 2.3.** Experimental specimen RM-S16-tz

Antrą grupę sudarė trys vienodi 12 mm armatūros skersmens bandiniai (RM-S12-tz). Antros grupės bandiniuose tenzometrinių jutiklių skaičius armatūroje 9 vnt. (išdėstymą žr. 2.4 pav.), betoninės prizmės ilgis  $l = 185$  mm. Tempiamieji bandiniai atlikti panaudojant presą, eksperimento principinė schema pateikta 2.5 paveiksle.



**2.4 pav.** Eksperimentinis bandinys RM-S12-tz

**Fig. 2.4.** Experimental specimen RM-S12-tz



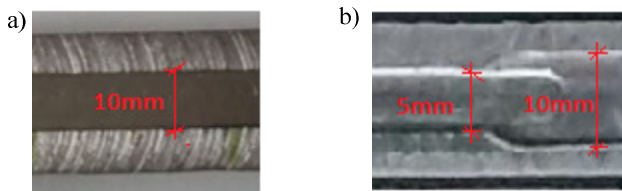
2.5 pav. Eksperimento principinė schema

Fig. 2.5. Principal experimental scheme

### 2.1.3. Bandinių paruošimas ir bandymas

Šiame skirsnyje aprašomos procedūros, kurios buvo naudojamos RM-S12-tz, RM-S16-tz ir RM-S20-tz bandiniams pagaminti.

1. *Armatūros strypų pjaustymas ir frezavimas.* Armatūros strypai supjaustomi į reikiamo dydžio elementus. Viena pusė strypų išilgai nufrezuojama, taip paliekant tik pusę elemento. Toliau armatūroje išfrezuojamas 10 mm pločio ir 2 mm storio griovelis. Mažesnio skersmens armatūros bandiniuose ( $\varnothing 12$ ) griovelis kraštuose yra susiaurinamas iki 5 mm – šitaip yra siekiama padidinti armatūros sukibimo plotą strypo kraštuose (kai yra klijuojamos dvi atskiros elementų pusės tarpusavyje).



2.6 pav. Išfrezuoto griovelio matmenys: a)  $\varnothing 16$  ir  $\varnothing 20$  skersmens strypuose;  
b)  $\varnothing 12$  skersmens strypuose

Fig. 2.6. Dimensions of milled groove: a)  $\varnothing 16$  ir  $\varnothing 20$  diameter bars;  
b)  $\varnothing 12$  diameter bar

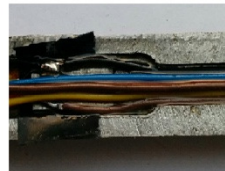
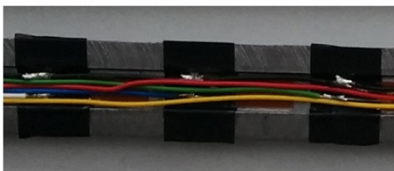
2. *Daviklių klijavimas.* Strypai nušlifuojami ir nuvalomi su cheminiais valikliais. Šalia daviklių klijavimo vietos užklijuojama izoliacinė juostelė – jos paskirtis apsaugoti daviklio kontaktus nuo sąlyčio su armatūros strypu. Panaudojant ciano akrilinius klijus suklijuojami da-

vikliai. Dalis daviklių orientuoti į kairę, o kita dalis į dešinę pusę – taip siekiama, kad dalis laidų išeitų pro kairę, o kita dalis pro dešinę strypo pusę. Verta pažymėti, kad visi davikliai klijuojami tik ant vienos strypo dalies kaip parodyta 2.7 paveiksle.



**2.7 pav.** Armatūros strypai su suklijuotais davikliais  
**Fig. 2.7.** Reinforcement bars with glued sensors

3. *Laidų litavimas.* Šiuo etapu svarbu atkreipti dėmesį, kad laidų vietos, nuo kurių yra nuimta apsauginė plėvelė (litavimo vietų taškuose), turi būti apsaugomos nuo tiesioginio kontakto su armatūros strypu, tam panaudojamos izoliacinės juostelės. Kitame žingsnyje visas strypo griovelis padengiamas poliuretaniniu laku – taip užfiksuojama laidų padėtis bei suteikiama papildoma izoliacinė apsauga.



**2.8 pav.** Armatūros strypai su prilituotais laidais  
**Fig. 2.8.** Reinforcement bar with soldered wires

4. *Strypų klijavimas*. Strypai suklijuojami panaudojant epoksidinę dervą. Suklijuoti strypai suspaudžiami mažais spaustuvais, kaip pavaizduota 2.9 paveiksle.



**2.9 pav.** Suklijuoti armatūros strypai

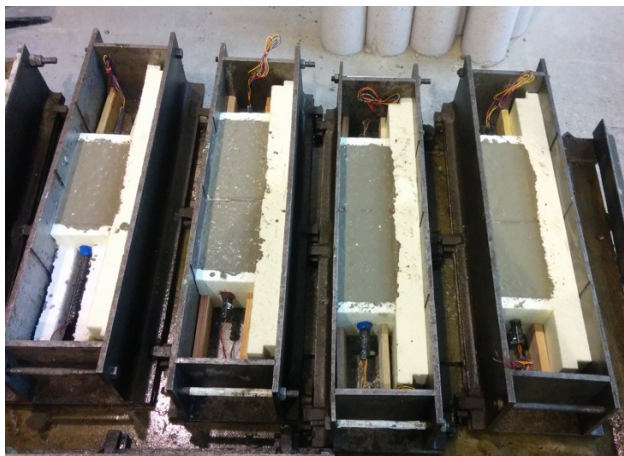
**Fig. 2.9.** Glued reinforcement bars

5. *Bandinių betonavimas*. Užbetonuojami bandiniai taip, kaip parodyta 2.10 paveiksle. Taip pat yra užbetonuojama keletas prizmių, skirtų betono gniuždomajam stipriui nustatyti. Bandiniai kietėjimo laikotarpiu yra laikomi drėgnoje aplinkoje (įdėti į vandens vonią) – taip siekiama sumažinti betono susitraukimo įtaką bandomam elementui.



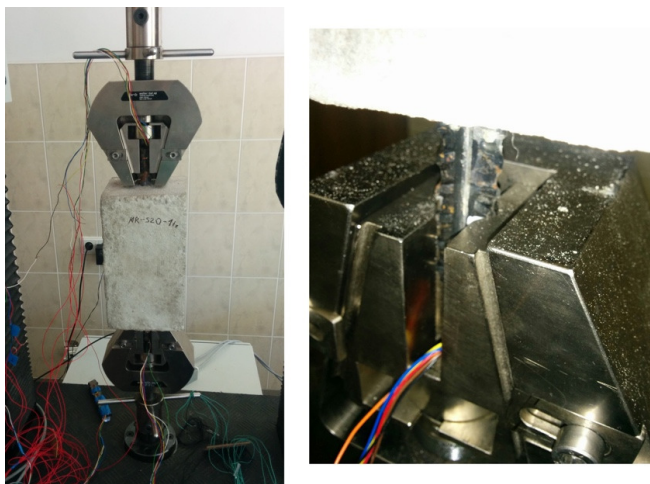
**2.10 pav.** Bandiniai prieš betonavimą

**Fig. 2.10.** Specimens before concrete pouring



**2.11 pav.** Bandinių po betonavimas  
**Fig. 2.11.** Specimens after concrete pouring

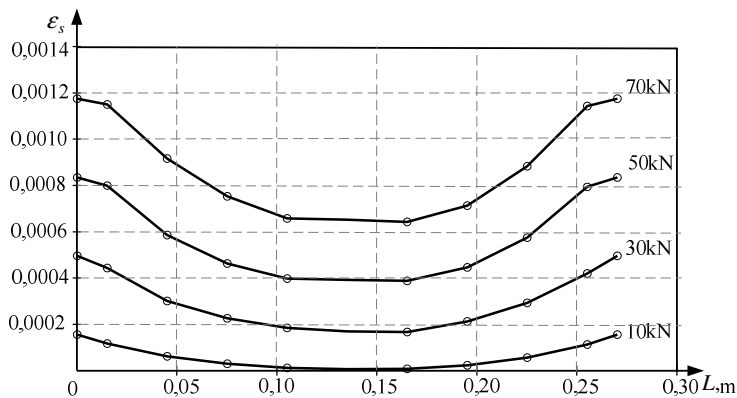
6. *Eksperimentų bandymas.* Bandiniai išbandomi panaudojant hidraulinį tempiamąjį presą. Bandiniai apkraunami tolygiai keliant apkrovą.



**2.12 pav.** Eksperimentų bandinys įtvirtintas prese  
**Fig. 2.12.** Experimental specimen fixed in press

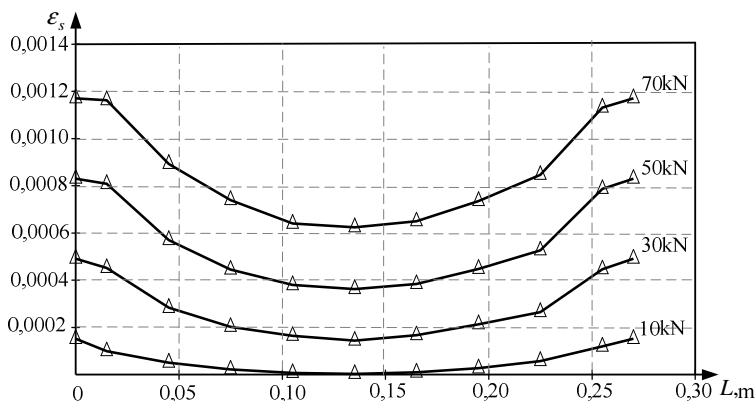
### 2.1.4. Eksperimentų, atliktų naudojant tenzometrinis jutiklius, rezultatai

Eksperimentų rezultatai pateikti grafikuose (2.13–2.17 pav.). 2.13–2.16 paveiksluose pavaizduoti bandinių serijos RM-S20-tz eksperimentų rezultatai. RM-S16-tz bandinių serijos rezultatai pateikti 2.17 paveiksle. Kiekvienam bandiniui apkrovos ir deformacijų rezultatai buvo nuskaitomi kas 5 s, gaunant sklandžias deformacijų augimo kreives, didėjant apkrovai. Dėl paprastumo, toliau grafikuose parodytos tik būdingos tam tikrus apkrovos lygmenis atitinkančios armatūros deformacijų kreivės.



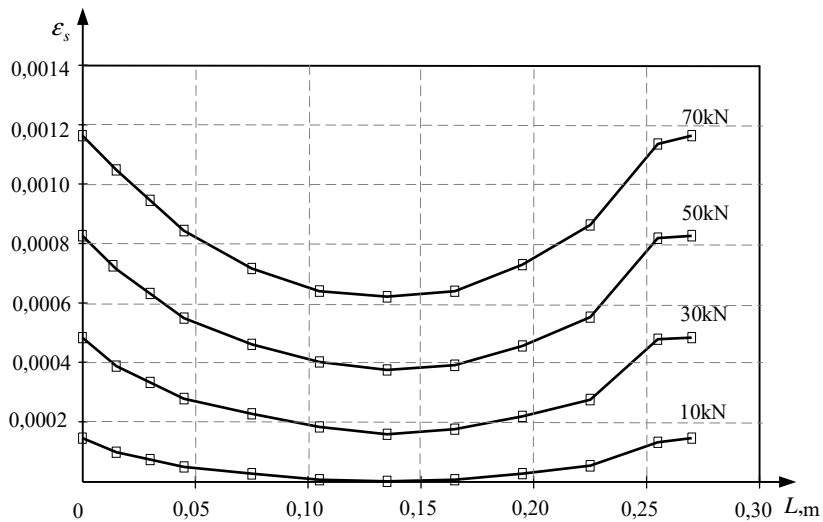
2.13 pav. Armatūros deformacijų profiliai bandinyje RM-S20-tz1

Fig. 2.13. Reinforcement strain profiles of the specimen RM-S20-tz1

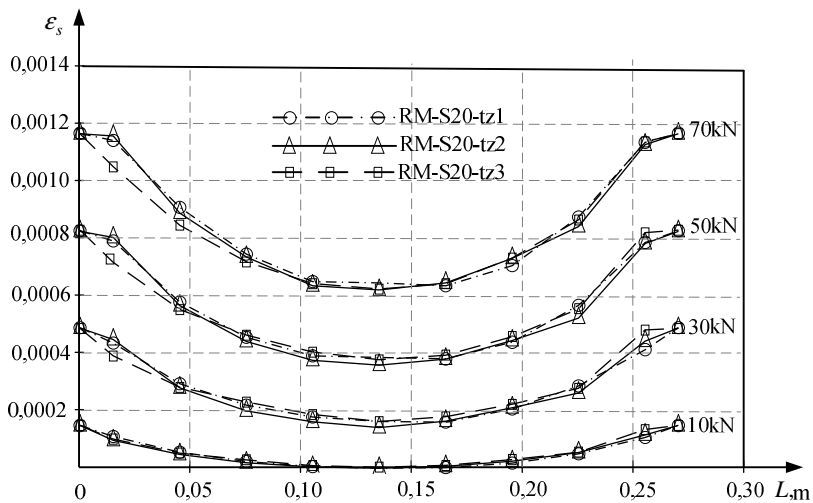


2.14 pav. Armatūros deformacijų profiliai bandinyje RM-S20-tz2

Fig. 2.14. Reinforcement strain profiles of the specimen RM-S20-tz2

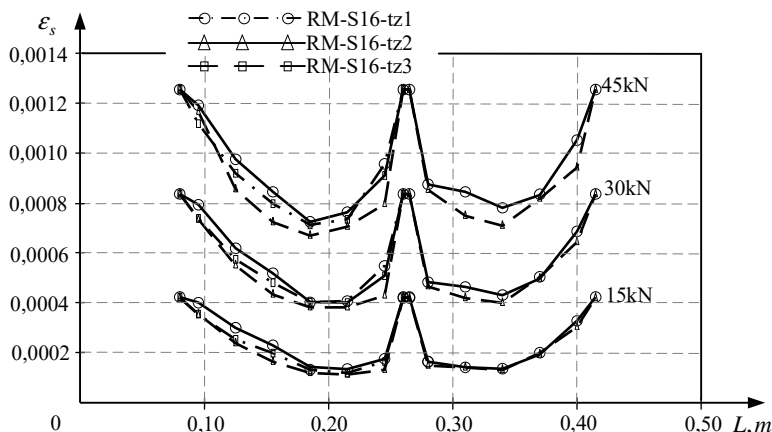


**2.15 pav.** Armatūros deformacijų profiliai bandinyje RM-S20-tz3  
**Fig. 2.15.** Reinforcement strain profiles of the specimen RM-S20-tz3



**2.16 pav.** Armatūros deformacijų profiliai bandiniuose  
 RM-S20-tz1, RM-S20-tz2, RM-S20-tz3  
**Fig. 2.16.** Reinforcement strain profiles of the specimens  
 RM-S20-tz1, RM-S20-tz2, RM-S20-tz3





**2.17 pav.** Armatūros deformacijų profilai bandiniuose RM-S16-tz1, RM-S16-tz2, RM-S16-tz3

**Fig. 2.17.** Reinforcement strain profiles of the specimens RM-S16-tz1, RM-S16-tz2, RM-S16-tz3

Nagrinėjant 2.13–2.15 paveiksluose pateiktus rezultatus, galima pastebėti, kad esant gana mažoms apkrovos reikšmėms ( $P \approx 10$  kN), išmatuota deformacijų kreivė yra sklandi, artima parabolės formai. Didėjant apkrovai, elemento kraštuose bei vidurinėje zonoje pastebimas kitoks deformacijų pasiskirstymo pobūdis – armatūros deformacijų kreivės „suplokštėja“. Tai rodo, kad vidurinėje elemento dalyje yra prarandamas armatūros ir betono sukibimas. Šį efektą gali lemti atsirandantys vidiniai plyšiai elemento viduryje. Kitoks deformacijų kitimas kraštinėse zonose gali būti paaiškinamas pirmame paragrafe aprašytu pažeidimo zonos reiškiniu. Grafike (2.16 pav.) parodyti visi serijos RM-S20-tz bandiniai kartu, taip siekiama parodyti gerą trijų vienodų bandinių deformacijų pasiskirstymo sutapimą.

Serijos RM-S16-tz bandiniai pateikti 2.17 paveiksle. Kaip ir ankstesniu atveju, nagrinėjamos tik būdingos skirtingus apkrovos lygmenis atitinkančios kreivės. Skirtingai negu RM-S20-tz serijos bandiniuose, elemento viduryje buvo sukurtas susilpninimas, atitinkantis išankstinę plyšio vietą. Tokiu būdu buvo gautos dvigubos deformacijų kitimo kreivės (kairioji ir dešinioji pusė). Kaip ir RM-S20-tz serijos atveju, vidurinėje zonoje pastebimas kitoks deformacijų pasiskirstymo pobūdis. Pažeidimo zonos efektas (deformacijų „suplokštėjimas“ elemento kraštuose) šiuo atveju buvo mažiau pastebimas.

Serijos RM-S12-tz bandinių rezultatai nepateikiami dėl bandymo metu strypų skirtingų pusių praslydimo viena kitos atžvilgiu. Dėl to buvo pažeisti tenzometriniai jutikliai ir jų duomenys iki galo neužfiksuoti.

Armatūros deformacijų matavimas naudojant tenzometrinius jutiklius gerai tinka atliekant eksperimentinius bandymus su didelio skersmens strypais, tačiau mažesnio skersmens strypams šis metodas nėra tinkamas. Siekiant išmatuoti armatūros deformacijas tenzometriniais jutikliais mažesnio skersmens strypuose kyla problemų dėl gana didelės daviklių matavimo bazės lyginant su eksperimentinio strypo skersmeniu – išfrezavus griovelius lieka per mažas briaunų plotas strypams suklijuoti (dėl to strypai bandymo metu praslysta), taip pat labai sumažėja strypo skerspjūvio plotas. Darbo autorius rekomenduoja eksperimentus su tenzometriniais jutikliais atlikti su nemažesnio kaip Ø16 skersmens armatūros strypais. Siekiant išmatuoti armatūros deformacijų pasiskirstymą gelžbetoniniame elemente mažesnio skersmens strypuose buvo panaudota optinių jutiklių matavimo technologija, kuri plačiau aptarta 2.2 poskyryje.

## **2.2. Tempiamojo elemento deformacijų pasiskirstymo matavimas naudojant optinius jutiklius**

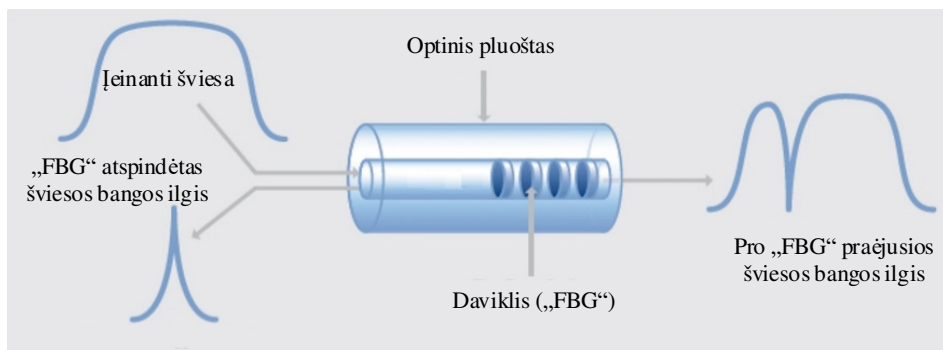
### **2.2.1. Optinių jutiklių technologija ir veikimo principas**

Optinių jutiklių (FBG – *Fiber Bragg Grating*) veikimo technologija yra paremta šviesos sklaidimo ir atspindėjimo optiniame kabelyje principais. Pagrindinės šios matavimų sistemos sudedamosios dalys yra optinis kabelis, daviklis ir matavimo prietaisas.

Optinis kabelis yra sudarytas iš trijų sudedamųjų dalių:

- Optinio pluošto (plonų stiklo siūlelių) skirtų šviesai tekėti kabeliu;
- Optiškai tankesnio dangos sluoksnio, kuriuo yra padengti ploni stiklo siūleliai. Ši danga sulaiko šviesos spindulius ir neleidžia jiems patekti į aplinką;
- Apsauginio sluoksnio, kuris apsaugo optinį pluoštą nuo išorinių pažeidimų bei aplinkos sąlygų.

Optiniai jutikliai – tai tam tikra periodinė mikrostruktūra, esanti optiniame pluošte, kuri atspindi tik tam tikrus specifinius bangos ilgio šviesos spindulius, taip leisdama likusiai šviesos daliai keliauti toliau. Kai jutiklis yra veikiamas deformacijų ar temperatūros pokyčių, deformuojasi jo mikrostruktūra, kuri paveikia atspindimos šviesos ilgį – tokiu principu yra matuojamos deformacijos. Optiniais kabeliais jutiklių signalai perduodami į matavimo prietaisą kurio paskirtis – apdoroti jutiklių siunčiamus signalus ir juos perduoti kompiuteriui.

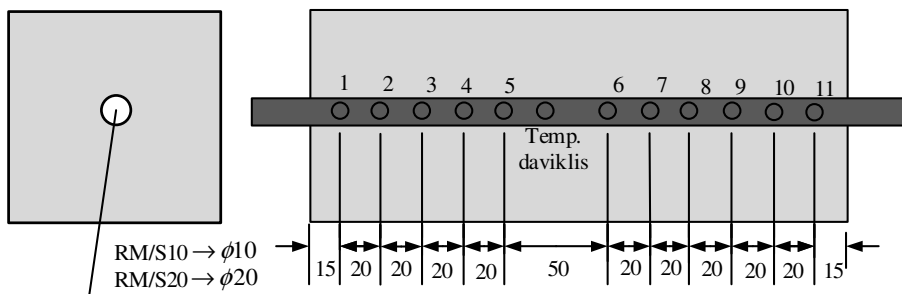


**2.18 pav.** Optinis jutiklis (FBG) ir jo veikimo principas

**Fig. 2.18.** Principal scheme of optical sensor (FBG)

### 2.2.2. Eksperimentinė programa naudojant optinius jutiklius

Eksperimentinę programą, naudojant optinius jutiklius, sudarė du bandiniai (RM-S10 ir RM-S20). Programa atlikta bendradarbiaujant su Portugalijos įmone *Fibersensing*. Bandiniui RM-S20 buvo naudojama 20 mm skersmens armatūra, optinių jutiklių skaičius armatūroje 11 vnt. (išdėstymą žr. 2.19 pav.), betoninės prizmės ilgis  $l = 260$  mm.



**2.19 pav.** Bandiniai RM-S10 ir RM-S20

**Fig. 2.19.** Specimens RM-S10 ir RM-S20

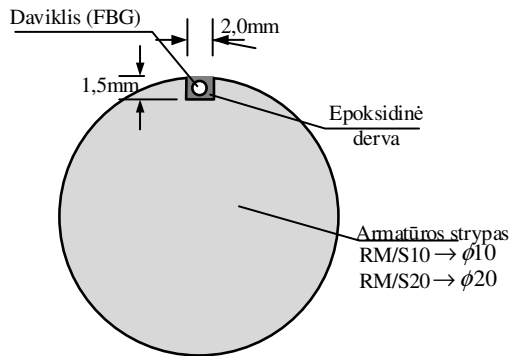
Bandiniui RM-S10 buvo naudojama 10 mm skersmens armatūra, visi kiti parametrai analogiški bandiniui RM-S20. Armatūros mechaninėms savybėms nustatyti buvo atlikti armatūros tempiamieji bandymai, gauti duomenys – 20 mm skersmens armatūros tamprumo modulis 204,4 GPa, 10 mm skersmens armatūros tamprumo modulis 202,5 GPa. Betono mechaninėms savybėms nustaty-

ti buvo pagaminti cilindrai ( $d = 150$  mm). Cilindrai buvo naudojami nustatyti betono gniuždomąjį stiprį, kuris po 14 parų amžiaus (eksperimento bandymo dieną) sudarė 36,8 MPa. Tempiamiesiems bandymams atlikti panaudotas presas. Eksperimento bandymo principinė schema tokia pati, kaip ir naudojant tenzometrinčius jutiklius, ir pateikta 2.5 paveiksle.

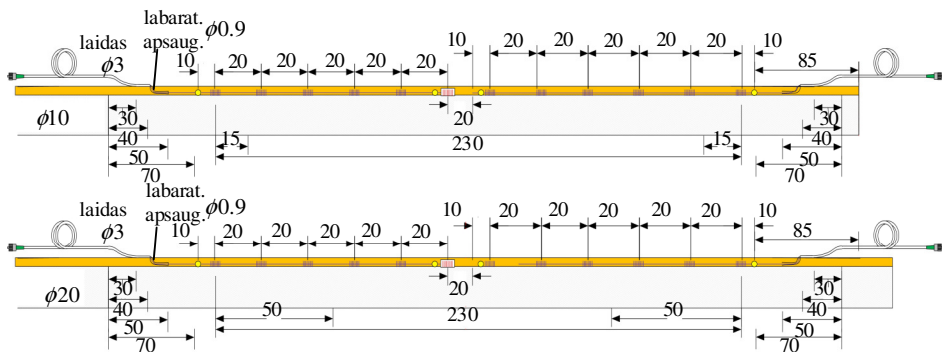
### 2.2.3. Bandinių paruošimas

Šiame skirsnyje aprašomos procedūros, kurios buvo naudojamos RM-S10 ir RM-S20 bandiniams pagaminti.

1. Paruošiami 16 mm ir 20 mm armatūros strypai.
2. Armatūros kraštuose (zonoje, kur nėra rumbelių) įpjunami grioveliai, kurių matmenys 1,5 mm x 2 mm (2.20 pav.). Verta pažymėti, kad tokie maži griovelio matmenys leidžia atlikti bandymus su gana mažais armatūros skersmenimis, stipriai nepakeičiant strypų geometrinių charakteristikų.
3. Ant armatūros strypų pagal 2.19 paveiksle pateiktą schemą suklijuojami optiniai jutikliai (FBG). Davikliai paslėpti optinio kabelio viduje (2.2.1 skirsnis), kabelio skersmuo storiausioje vietoje 0,9 mm.
4. Jutikliai yra padengiami epoksidine derva, siekiant juos apsaugoti nuo drėgmės bei mechaninių poveikių betonuojant.
5. Strypas užbetonuojamas ir laikomas 14 parų drėgnoje aplinkoje siekiant išvengti betono susitraukimo deformacijų.



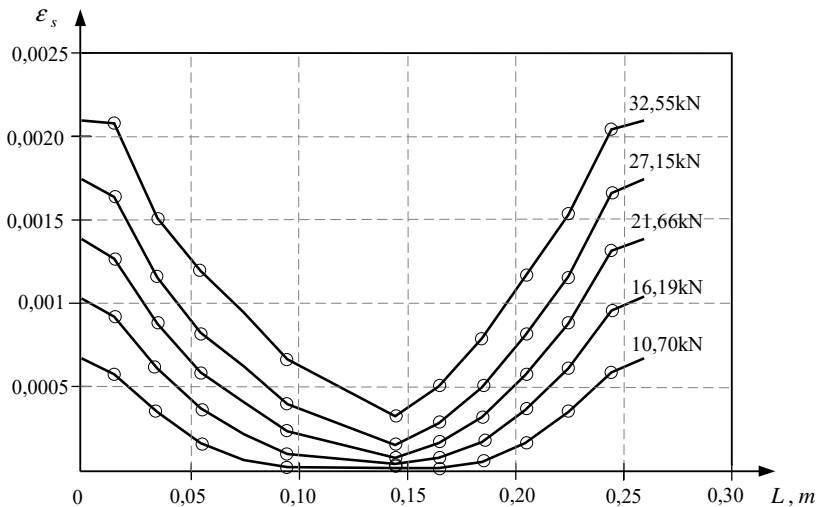
**2.20 pav.** Armatūros strypo skerspjūvis (rumbeliai nepavaizduoti)  
**Fig. 2.20.** Reinforcement bar cross section (ribs are not shown)



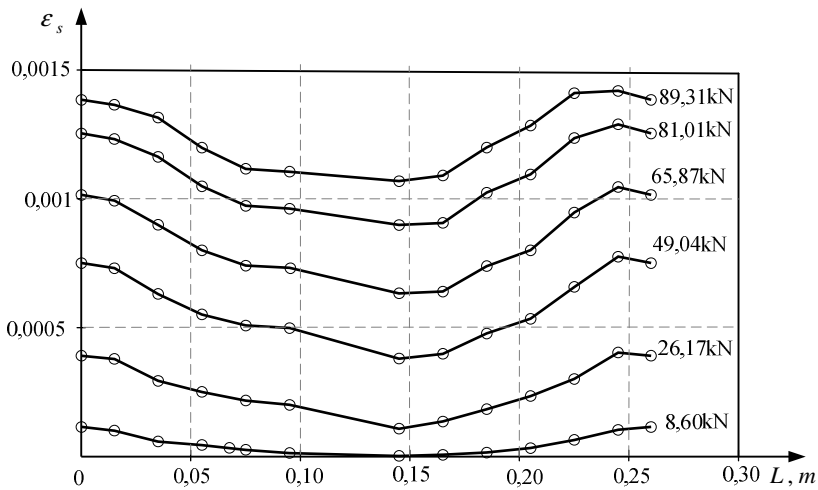
**2.21 pav.** Armatūros ir daviklių schema (prieš betonavimą)  
**Fig. 2.21.** Reinforcement and sensors scheme (before concreting)

#### 2.2.4. Eksperimentų, atliktų naudojant optinius jutiklius, rezultatai

Grafikuose (2.22 pav. ir 2.23 pav.) pavaizduoti bandinių RM-S10 ir RM-S20 armatūros deformacijų pasiskirstymas elemento ilgyje. Kaip ir bandinių su tenzometriniais jutikliais, eksperimento duomenys buvo fiksuojami kas 5 s. Grafikuose pateikiamos charakteringos kreivės, atitinkančios skirtingus apkrovos lygmenis.



**2.22 pav.** Armatūros deformacijų profiliai bandinyje RM-S10  
**Fig. 2.22.** Reinforcement strain profiles of the specimen RM-S10



**2.23 pav.** Armatūros deformacijų profiliai bandinyje RM-S20

**Fig. 2.23.** Reinforcement strain profiles of the specimen RM-S20

Nagrinėjant gautus rezultatus taip pat pastebimas deformacijų kreivės „suplokštėjimas“ elemento kraštuose (RM-S10 ir RM-S20) ir viduryje (RM-S20). Kaip minėta, šie reiškiniai gali būti paaiškinami armatūros ir kontakto zonos pažeidimu. Detaliau šie reiškiniai bus nagrinėjami trečiajame darbo skyriuje.

Apibendrinant gautus rezultatus galima teigti, kad armatūros deformacijų matavimas optiniais jutikliais gerai tinka tiek didelio, tiek mažo skersmens strypams. Šio deformacijų matavimo metodo pagrindinis pranašumas lyginant su tenzometriniais jutikliais – labai mažas daviklio dydis. Pagrindinis trūkumas – kelis kartus didesnė bandinio kaina, lyginant su tenzometriniais jutikliais turinčiais elementais.

## 2.3. Antrojo skyriaus išvados

Apibendrinant antrojo skyriaus rezultatus, galima teigti, kad:

1. Armatūros deformacijų kitimas trumpuose gelžbetoniniuose elementuose turi tam tikrą charakteringą parabolinį pobūdį. Tai būdinga tiek didesnio ( $\varnothing 20$ ), tiek mažesnio ( $\varnothing 10$ ) skersmens strypams.
2. Armatūros strypo galuose pastebimas deformacijų pasiskirstymo pobūdžio kitimas. Tai įrodo, kad strypo galuose atsiranda pažeidimo

zonos, kuriose negali būti taikomas visam elementui priimtas betono ir armatūros sąveikos modelis.

3. Iš atliktų eksperimentinių rezultatų buvo pastebimas betono ir armatūros sukibimo įtempių praradimas gelžbetoninio elemento viduryje. Viduriniajai zonai buvo būdingas armatūros deformacijų suplokštėjimas, susijęs su sukibimo įtempių praradimu. Tai ypač būdinga elementams su didesnio skersmens armatūra ( $\varnothing 20$ ) aukštesnėse apkrovos stadijose.
4. Naudojant optinius jutiklius deformacijas galima išmatuoti tiek mažo, tiek didelio skersmens strypuose. Optiniai davikliai ypač tinka nustatyti deformacijų pasiskirstymą mažo skersmens (mažesnio nei  $\varnothing 12$  mm) armatūros strypuose, dėl savo mažų geometrinių parametrų.





---

## Skaitiniai gelžbetoninių elementų diskrečiojo pleišėjimo modelio tyrimai

Vienas iš armuoto betono konstrukcijų skaitinio modeliavimo metodų yra įtempių perdavimo algoritmai, pagrįsti armatūros ir betono sąveikos idealizavimu (žr. 1.1.2 skirsnį). Įtempių perdavimo algoritmai yra universalūs: juos taikant galima sumodeliuoti plyšio atsiradimą, betono ir armatūros įtempių ir deformacijų pasiskirstymą elemento ilgyje, plyšių pločius ir bendras elemento deformacijas (Yankelevsky 2009).

Remdamasis pagrindiniais įtempių perdavimo algoritmo principais (Salem ir Maekawa 1999) autorius kartu su R. Jakubovskiu sukūrė skaitinę armuoto betono elementų pleišėjimo ir deformacijų analizės programą (Jakubovskis ir Juknys 2012). Taikant šią programą buvo atliktas tempiamųjų gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformacijų skaitinis tyrimas (Jakubovskis 2015). Disertacijos autorius patobulino skaičiavimo algoritmą ir skaitiniame modelyje papildomai įvertino kitus gelžbetoninių konstrukcijų elgsenos aspektus: tempiamojo betono įtempių perdavimo plyšyje reiškinį, skirtingus sukibimo įtempių perdavimo pažeidimo zonose modelius, antrinių plyšių atsivėrimą.

Sukurtąją programą, skirtingai nuo tradicinių projektavimo normų metodų, galima įvertinti deformavimosi bei pleišėjimo procesą įvairios geometrijos bei

apkrovimo sąlygų elementams. Taip pat nelieta apribojimų analizuojant elementus, pagamintus taikant naujas armatūros (stiklo, anglies, bazalto pluoštu) bei betono (stipriojo, lengvojo) rūšis. Sukurtoji programa yra universali ir vertinant skirtingų medžiagų tarpusavio sąveiką: turint patikimus sąveikos modelius galima įvertinti bet kokios geometrijos bei įvairiomis medžiagomis armuotų elementų pleišėjimo ir deformavimosi elgseną.

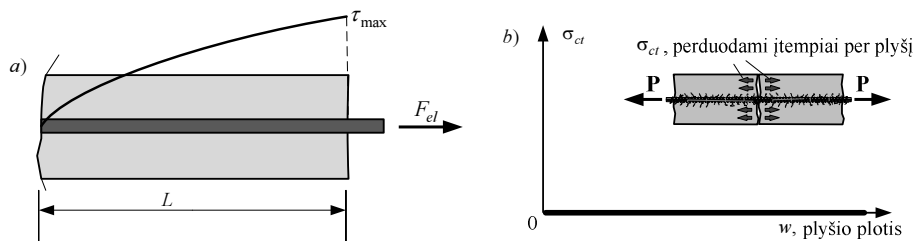
Trečiojo skyriaus tematika buvo paskelbti 4 straipsniai recenzuojamose mokslo žurnaluose (Jakubovskis et al. 2014; Sokolov et al. 2016; Jakubovskis ir Juknys 2016a; 2016b) bei 4 straipsniai konferencijų leidiniuose (Kaklauskas et al. 2012; Jakubovskis ir Juknys 2012; Jakubovskis et al. 2013).

### 3.1. Tempiamųjų gelžbetoninių elementų diskrečiojo pleišėjimo modelio tyrimai

#### 3.1.1. Bendrieji skaičiavimo principai

Šiame skirsnyje aptariami bendrieji tempiamųjų gelžbetoninių elementų įtempių ir deformacijų skaičiavimo principai, taikant įtempių perdavimo metodą. Pirmiausia yra aptariamas bendrasis uždavinys – algoritmas, kai yra nevertinama pažeidimo zona greta plyšių ir betono įtempių perdavimo plyšyje reiškinys. Šiame uždavinyje priimamos dvi pagrindinės prielaidos:

- Armatūros strypo ir betono sąveiką atspindintis sukibimo dėsnis imamas vienodas per visą elemento ilgį.
- Išorinė apkrova pridėta elemento gale ties armatūros strypu (žr. 3.1. pav., a). Galiniame taške betono įtempiai yra lygūs nuliui – priimama, kad betonas neperduoda įtempių plyšyje (žr. 3.1. pav., b).



**3.1 pav.** Skaičiavimo prielaidų iliustracija: a) sukibimo įtempių pasiskirstymas elemente; b) tempiamojo betono įtempių plyšyje efektas

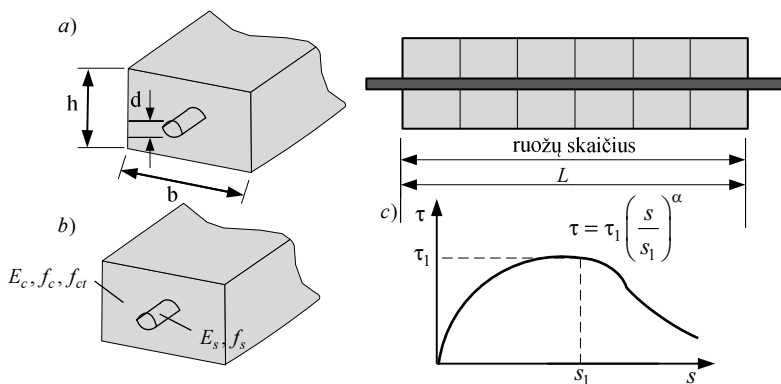
**Fig. 3.1.** Illustration of assumptions used in the analysis a) bond stress distribution in element; b) tension softening effect

Žemiau pateikiamas šio uždavinio sprendimo algoritmas:

*Pradinių duomenų įvedimas*

Nagrinėjamam uždaviniui išspręsti reikalingi šie pradiniai duomenys:

- Elemento geometrinės charakteristikos (žr. 3.2 pav.) – prie šių savybių priskiriamas gelžbetoninio elemento armatūros skersmuo, betoninės dalies skerspjuvio tipas (stačiakampis, apvalus ir kt.), betoninės dalies skerspjuvio charakteristikos (aukštis, plotis arba skersmuo), nurodomas elemento ilgis bei elemento „ruožų skaičius“ (nuo šio dydžio priklauso skaičiavimo tikslumas).
- Elemento mechaninės charakteristikos (žr. 3.2 pav.) – prie šių savybių priskiriama gelžbetoninio elemento armatūros tamprumo modulis ir tempiamasis stipris, betono tamprumo modulis bei tempiamasis ir gniuždomasis stipris. Betono tamprumo modulis ir tempiamasis stipris yra apskaičiuojami iš gniuždomojo stiprio taikant EC2 (2004) siūlomą metodiką. Betono gniuždomasis stipris, armatūros takumo riba bei tempiamasis stipris nustatomi iš bandymų.
- Naudojamas betono ir armatūros sukibimo modelis bei šiam modeliui reikalingi pradiniai parametrai. Skaičiavimai buvo atlikti naudojant „Model Code“ (2010) armatūros ir betono sąveikos modelį (žr. 3.2 pav.). Maksimalūs sukibimo įtempiai priimti  $\tau_1 = 2,5 \cdot \sqrt{f_c}$ , slinktis prie maksimalių sukibimo įtempių  $s_1 = 1 \text{ mm}$ .



**3.2 pav.** Bendrojo uždavinio pradiniai duomenys: a) geometrinės charakteristikos; b) mechaninės charakteristikos; c) betono ir armatūros sąveikos modelis

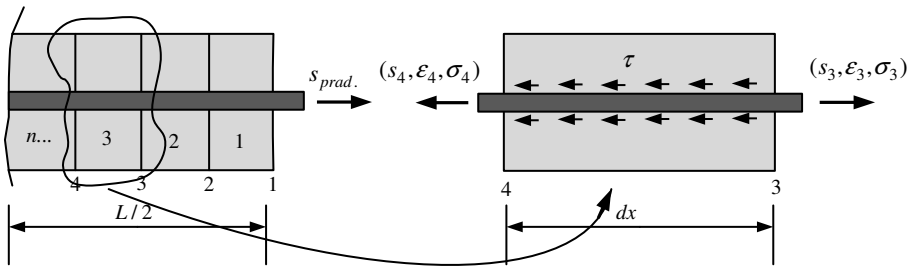
**Fig. 3.2.** Initial data used in the basic algorithm: a) geometrical characteristics; b) mechanical characteristics; c) concrete and reinforcement interaction model

### Pradinių duomenų apdorojimas

Pradinių duomenų apdorojimas – tai paruošiamieji skaičiavimai. Jais atliekamos pradinės, palyginti nesudėtingos skaičiavimo procedūros su pradiniais duomenimis – armatūros ir betono skerspjūvio plotų nustatymas, į ruožus sudalinto elemento dalių ilgiai, betono ir armatūros sąveikos lygties duomenys ( $\tau_1 = 2,5 \cdot \sqrt{f_c}$  ir kt.).

### Įtempių, veikiančių armatūroje ir betone, nustatymas

Įtempių betone ir armatūroje nustatymo uždavinys sprendžiamas priartėjimo būdu. Nagrinėjama tik viena tempiamojo gelžbetoninio elemento pusė, darant prielaidą, kad įtempiai abiejuose elemento pusėse pasiskirsto simetriškai. Uždavinio sprendimas pradedamas laisvai priimant pradinę slinktį  $s_{prad.}$ . Turint pradinę slinktį ir žinant betono ir armatūros sąveikos modelį, galima nustatyti pradinius sukibimo įtempius, veikiančius tarp betono ir armatūros. Toliau paeiliui, pradedant nuo elemento laisvojo galo, nagrinėjamas kiekvienas gelžbetoninio elemento ruoželis.



**3.3 pav.** Tempiamojo gelžbetoninio elemento ruoželio skaičiavimas  
**Fig. 3.3.** One block calculation of tensile reinforced concrete element

Detalus vieno ruoželio sprendimo algoritmas:

- Nagrinėjamas ruoželis pažymėtas nr. 3. Šio ruoželio kraštiniai taškai pažymėti atitinkamai numeriais – 3 ir 4 (žr. 3.3 pav.).
- Pradiniai duomenys uždavinio skaičiavimui – slinktis  $s_3$ , armatūros deformacija  $\epsilon_{s,3}$ , betono deformacija  $\epsilon_{c,3}$ , ruoželio ilgis  $dx$ . Ieškomi dydžiai – slinktis ruoželio gale  $s_4$ , armatūros deformacija ruoželio gale  $\epsilon_{s,4}$ , betono deformacija ruoželio gale  $\epsilon_{c,4}$ , vidutiniai betono ir armatūros sukibimo įtempiai ruoželyje  $\tau_{vid.}$ .
- Randama pradinė vidutinė betono ir armatūros sukibimo jėga ruoželyje:

$$\tau_{vid.pr} = \frac{\tau_3 + \tau_4}{2} \quad (\text{pirmame žingsnyje } \tau_{vid.pr} = \tau_3)$$

- Randamos betono ir armatūros deformacijos ruoželio gale:

$$\epsilon_{s,4} = \epsilon_{s,3} - \frac{\pi \cdot d \cdot dx \cdot \tau_{vid}}{E_s \cdot A_s};$$

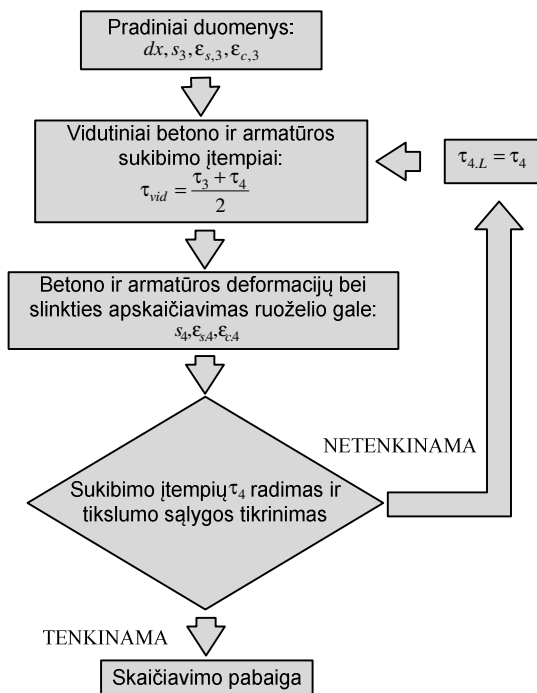
$$\epsilon_{c,4} = \epsilon_{c,3} + \frac{\pi \cdot d \cdot dx \cdot \tau_{vid}}{E_c \cdot A_c};$$

- Randamas slinkties pokytis bei slinktis s4 ruoželio gale:

$$\Delta s = \left( \frac{\epsilon_{s,3} + \epsilon_{s,4}}{2} - \frac{\epsilon_{c,3} + \epsilon_{c,4}}{2} \right) \cdot dx;$$

$$s_4 = s_3 - \Delta s;$$

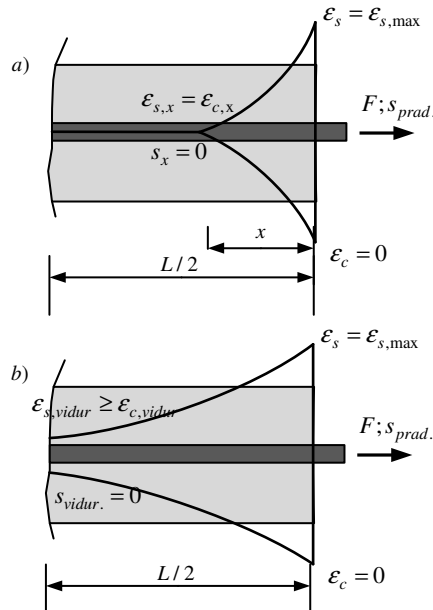
- Panaudojant betono ir armatūros sąveikos modelį (pvz., BEP modelis žiūr. 1.1.3) randami sukibimo įtempiai ruoželio gale  $\tau_4$ . Šie įtempiai sulyginami su prieš tai skaičiuotoje iteracijoje gautais sukibimo įtempiais ruoželio gale  $\tau_{4,1}$ . Jeigu tenkinamas užduotas tikslumo kriterijus – vieno elemento ruoželio skaičiavimas baigiamas, kitu atveju priimama sąlyga  $\tau_{4,1} = \tau_4$  ir skaičiavimai yra kartojami (žr. 3.4 pav.).



**3.4 pav.** Tempiamojo gelžbetoninio elemento ruoželio skaičiavimo algoritmas  
**Fig. 3.4.** One block calculation algorithm of tensile reinforced concrete element

### Kraštinių sąlygų tikrinimas

Kaip minėta, norint surasti veikiančius įtempius armatūroje ir betone, pirmiausia reikia priimti pradinę slinktį. Tokiu būdu galima priimti be galo daug pradinių slinkčių ir gauti tiek pat skirtingų įtempių būvio pasiskirstymo variantų gelžbetoniniuose tempiamuose elementuose. Kraštinės sąlygos eliminuoja uždavinio neapibrėžtumą bei nurodo vienintelį įtempių pasiskirstymo gelžbetoniniame elemente sprendinį.



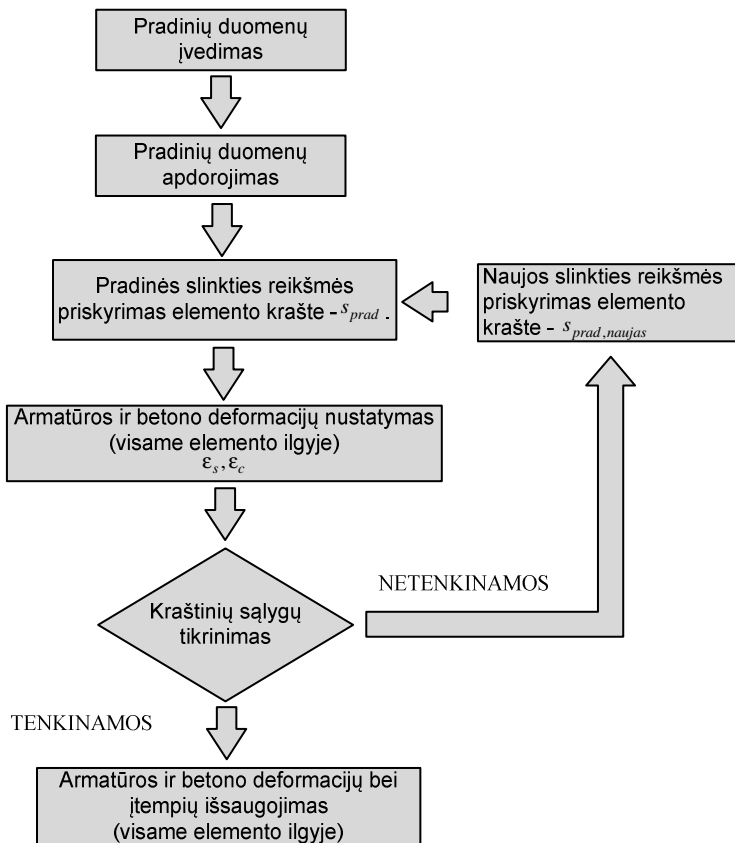
**3.5 pav.** Grafinė kraštinių sąlygų iliustracija a) mažų apkrovų atvejis; b) vidutinių ir didelių apkrovų atvejis

**Fig. 3.5.** Graphical illustration of boundary conditions a) low load case; b) medium and high load cases

Yra dvi pagrindinės kraštinių sąlygų grupės (žr. 3.5 pav.):

- $\begin{cases} \epsilon_{s,x} = \epsilon_{c,x} \\ s_x = 0 \end{cases}$ ; šis grupė yra tenkinama tuomet, kai elementas yra veikiamas sąlyginai mažų apkrovų.
- $\begin{cases} \epsilon_{s,vidurys} \geq \epsilon_{c,vidurys} \\ s_{vidurys} = 0 \end{cases}$ ; ši sąlygų grupė yra tenkinama tuomet, kai elementas yra veikiamas vidutinių ir didelių apkrovų.

Nagrinėjamas tempiamasis gelžbetoninis elementas privalo tenkinti vieną iš nurodytų sąlygų. Jeigu nė viena iš sąlygų netenkinama, užduodama nauja slinktis ir kartojamas uždavinio sprendimas (žr. 3.6 pav.).



3.6 pav. Bendrojo uždavinio skaičiavimo algoritmas

Fig. 3.6. Algorithm of basic calculations

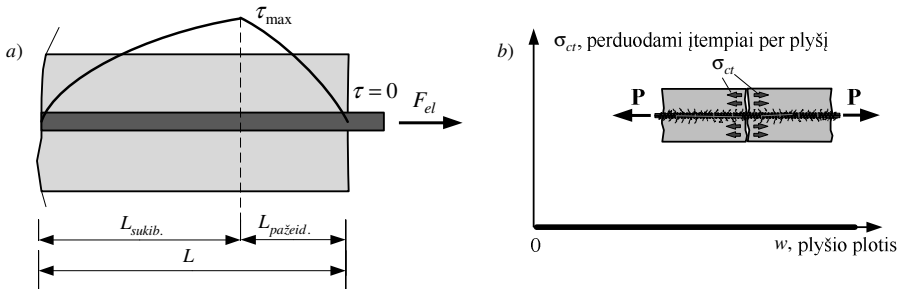
### 3.1.2. Skaičiavimo algoritmas, įvertinant sukibimo įtempių sumažėjimą pažeidimo zonoje

Šio uždavinio tikslas – nustatyti tempiamojo gelžbetoninio elemento įtempių ir deformacijų pasiskirstymą betone ir armatūroje, įvertinant pažeidimo zonas, atsirandančias tempiamojo gelžbetoninio elemento kraštuose. Šiame uždavinyje priimamos dvi pagrindinės prielaidos:

- įtempiai armatūroje viso elemento ilgyje pasiskirsto pagal du dėsnius – elemento galuose pagal priimtą pažeidimo zonos dėsnį, kitose elemento dalyse pagal priimtą betono ir armatūros sąveikos modelį.

- elemento krašte tik armatūra veikiama jėgos (įtempiai betone lygūs nuliui).

Priimtas prielaidas geriausiai iliustruoja 3.7 paveikslas.



**3.7 pav.** Skaičiavimo prielaidų iliustracija: a) sukibimo įtempių pasiskirstymas elemente; b) tempiamojo betono įtempių plyšyje efektas

**Fig. 3.7.** Illustration of assumptions used in the analysis a) bond stress distribution in element; b) tension softening effect

Uždaviniui spręsti pateiktas skaičiavimo algoritmas, šio algoritmo pagrindiniai žingsniai (dauguma veiksmų reikalingų šiam uždaviniui spręsti, sutampa su *bendrojo uždavinio* sprendimu, todėl detalčiai šiame skirsnyje ne-nagrinėjami):

#### *Pradinių duomenų įvedimas*

Nagrinėjamam uždaviniui išspręsti reikalingi šie pradiniai duomenys:

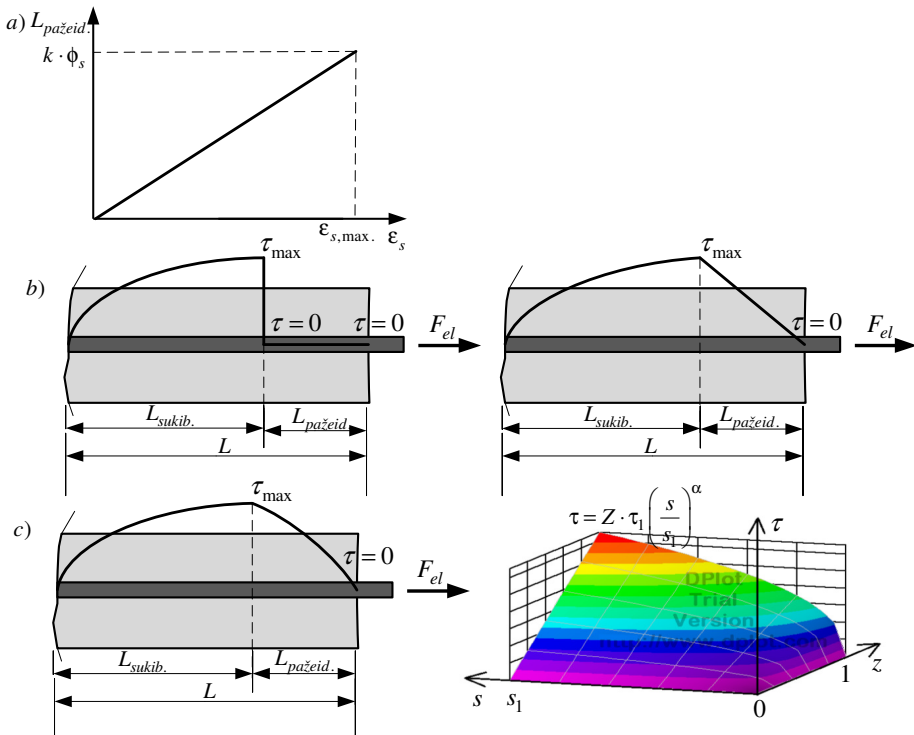
- Elemento geometrinės charakteristikos.
- Elemento mechaninės charakteristikos.
- Betono ir armatūros sąveikos modelis.
- Pažeidimo zonų įvertinimas tempiamojo gelžbetoninio elemento kraštuose. Pažeidimo zonų įtaką armatūros deformacijų pasiskirstymui tempiamajame gelžbetoniniame elemente galima nusakyti dviem dėsniais. Pirmuoju dėsniu nusakomas pažeidimo zonos ilgis – autorius skaičiavimams naudojo du modelius. Pirmasis – kai pažeidimo zonos ilgis priklauso tik nuo tempiamos armatūros skersmens, antrasis – kai pažeidimo zonos ilgis priklauso nuo armatūros skersmens ir deformacijų ties element kraštais dydžio (žr. 3.8 pav.). Antruoju dėsniu nusakomas sukibimo įtempių pasiskirstymo pobūdis pažeidimo zonos ilgyje – autorius skaičiavimams naudojo tris modelius. Pirmasis – kai laikoma, kad



betono ir armatūros sukibimo įtempimai pažeidimo zonoje neveikia  $\tau = 0$  (žr. 3.8 pav. b), antrasis – kai betono ir armatūros sukibimo įtempiai pažeidimo zonos ilgyje tiesiškai didėja nuo 0 iki maksimalios reikšmės (žr. 3.8 pav. b), trečiasis (žr. 3.8 pav. c) – betono ir armatūros sukibimo įtempius aprašo lygtis  $\tau = Z \cdot \tau_1 \cdot (s / s_1)^\alpha$  (čia  $Z$  koeficientas kinta nuo 0 – elemento krašte, iki 1 – elemento pažeidimo zonos gale).

#### Pradinių duomenų apdorojimas

Šiame skirsnyje atliekami tokie patys veiksmai, kaip ir *bendrojo uždavinio* sprendimo algoritme.



**3.8 pav.** Pažeidimo zonos vertinimas: a) modelis apibrėžiantis pažeidimo zonos ilgį; b) tiesinė sukibimo įtempių funkcija pažeidimo zonoje; c) netiesinė sukibimo įtempių funkcija pažeidimo zonoje

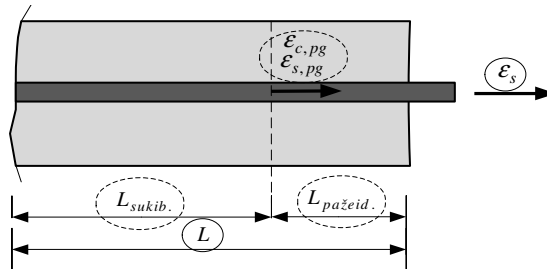
**Fig. 3.8.** Damage zone assessment: a) damage zone length model; b) linear bond stress function in damage zone; c) nonlinear bond stress function in damage zone

### *Įtempių veikiančių armatūroje ir betone nustatymas*

Armatūroje ir betone veikiančius įtempius galima nustatyti dviem skirtingais skaičiavimo algoritmais. Pirmuoju – sukibimo įtempiai pažeidimo zonoje pasiskirsto pagal tiesinę dėsnį, antruoju – pažeidimo zonos sukibimo įtempiai išreiškiami lygtimi  $\tau = Z \cdot \tau_1 \cdot \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha$ .

$$\tau = Z \cdot \tau_1 \cdot \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha.$$

### *Pirmasis skaičiavimo algoritmas (sukibimo įtempiai kinta tiesiškai)*



**3.9 pav.** Uždavinio pradiniai ir ieškomi dydžiai (žinomi dydžiai apibraukti vientisa linija, ieškomi apibraukti punktyrine linija)

**Fig. 3.9.** Initial and target values of calculation (known values marked with continuous line and searched values marked with dotted line)

Sprendžiant šį uždavinį priimama, kad žinoma armatūros deformacija galiniame pjūvyje  $\epsilon_s$  (apskaičiuojama iš veikiančios išorinės apkrovos), betono deformacija galiniame pjūvyje ( $\epsilon_c = 0$ ) bei elemento ilgis  $L$ . Ieškomi dydžiai – armatūros ir betono deformacija elemento pažeidimo zonos pabaigoje  $\epsilon_{s,pg}$  ir  $\epsilon_{c,pg}$ , elemento ilgis, kuriame įtempiai pasiskirsto pagal pažeidimo zonos dėsnį  $L_{pažeid.}$ , elemento ilgis, kuriame įtempiai pasiskirsto pagal betono ir armatūros sąveikos modelį  $L_{sukib.}$  (žr. 3.9 pav. vientisa linija – pradiniai duomenys, brūkšniuota – ieškomi). Sukibimo įtempių kitimo forma pateikta 3.8 paveiksle, b. Vienu atveju priimama, kad sukibimo įtempiai per visa pažeidimo zonos ilgį yra lygūs nuliui. Kitu atveju priimama, kad kraštiniame elemento pjūvyje sukibimo įtempiai lygūs nuliui ir tiesiškai auga iki maksimalios reikšmės atsumu  $L_{pažeid.}$  nuo kraštinio pjūvio.

Toliau pateikiamas šio uždavinio sprendimo algoritmas:

- Pagal kraštinę armatūros deformaciją  $\epsilon_s$  randamas pažeidimo zonos ilgis  $L_{pažeid.}$  (žr. 3.25 pav.). Tokiu atveju ilgis, kuriame galios

pasirinktas betono ir armatūros sąveikos modelis yra  $L_{sukib.} = L - L_{pažeid.}$ .

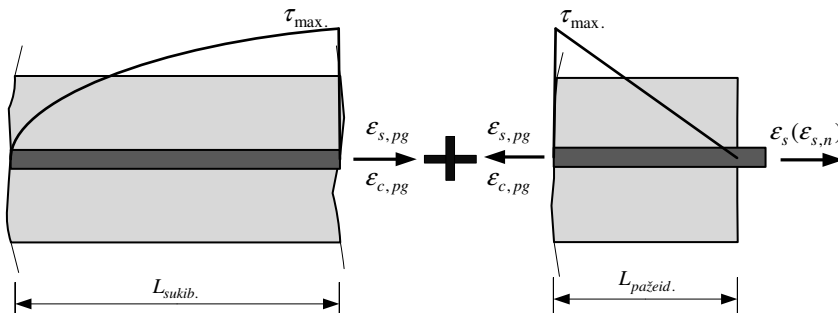
- Toliau skaičiavimas atliekamas iteraciniu būdu. Užduodama armatūros deformacija pažeidimo zonos pabaigoje  $\epsilon_{s,pg}$ . Betono deformacija tame pačiame pjūvyje yra:

$$\epsilon_{c,pg} = \frac{A_s \cdot E_s \cdot (\epsilon_s - \epsilon_{s,pg})}{A_c \cdot E_c};$$

- Naudojantis 3.1.1 skirsnyje aprašytą skaičiavimo algoritmu randamas armatūros ir betono įtempių būvio pasiskirstymas elemento ilgyje  $L_{sukib.}$ . Taip pat kiekviename pjūvyje apskaičiuojamos sukibimo įtempių reikšmės  $\tau$ .
- Pagal užduotą deformaciją  $\epsilon_{s,pg}$ , randama kraštinė armatūros deformacija  $\epsilon_{s,n}$  (žr. 3.10 pav.):

$$\epsilon_{s,n} = \epsilon_{s,pg} + \frac{\tau_{vid} \cdot \pi \cdot d_s \cdot L_{pažeid.}}{A_s \cdot E_s}; \text{ čia } \tau_{vid} = \frac{\tau_{max}}{2};$$

- Tikrinama, ar gauta nauja armatūros kraštinė deformacija atitinka ieškomą pagal užduotą tikslumo kriterijų:  $\epsilon_{s,n} \approx \epsilon_s$ . Jeigu sąlyga netenkinama, imama nauja armatūros deformacija pažeidimo zonos pabaigoje  $\epsilon_{s,pg,n}$  ir skaičiavimai atliekami iš naujo.

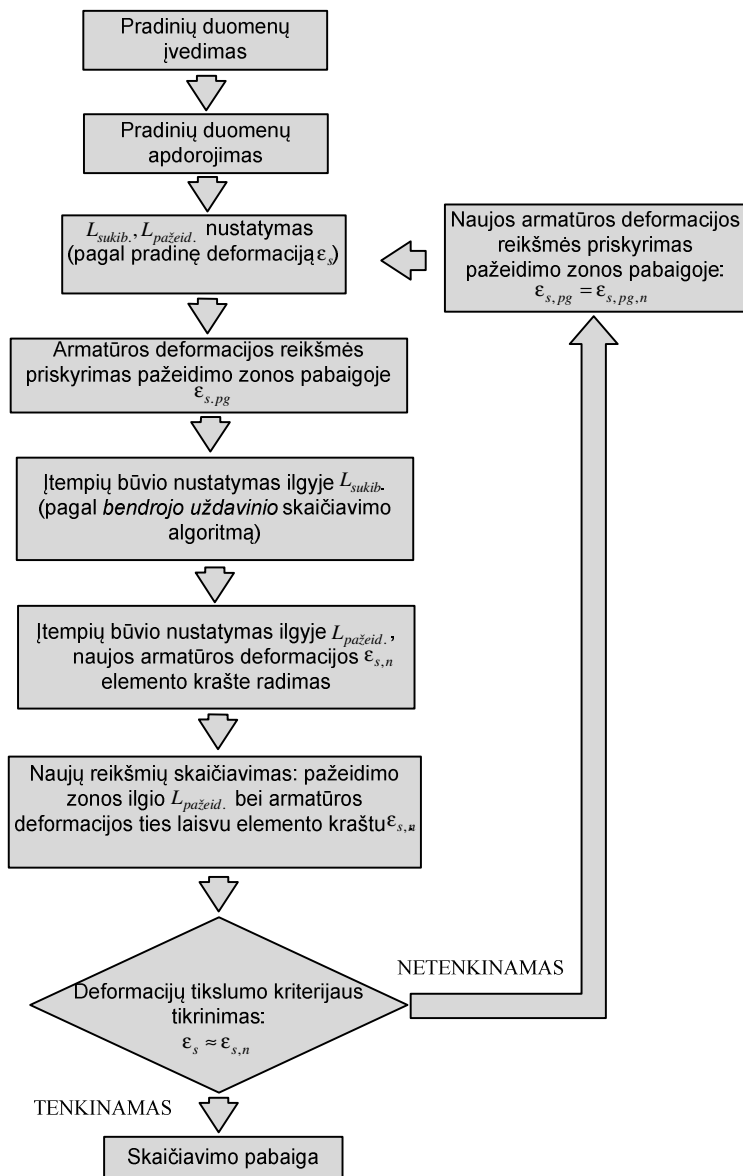


**3.10 pav.** Įtempių pasiskirstymas gelžbetoniniame elemente (sukibimo įtempiai pažeidimo zonoje kinta tiesiškai)

**Fig. 3.10.** Stress distribution in reinforced concrete element (bond stress in damage zones varies linearly)

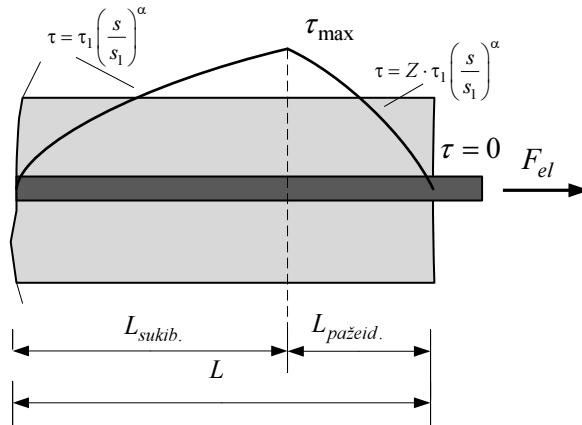
Aptarto algoritmo schema pateikta 3.11 paveiksle. Šiuo atveju skaičiavimo algoritmas tampa sudėtingesnis lyginant su bendrojo atveju. Anksčiau

nagrinėtas bendrojo uždavinio algoritmas tampa vienu iš aprašytojo algoritmo skaičiavimo žingsnių.



**3.11 pav.** Skaičiavimo algoritmas, kai sukibimo įtempiai pažeidimo zonoje kinta tiesiškai

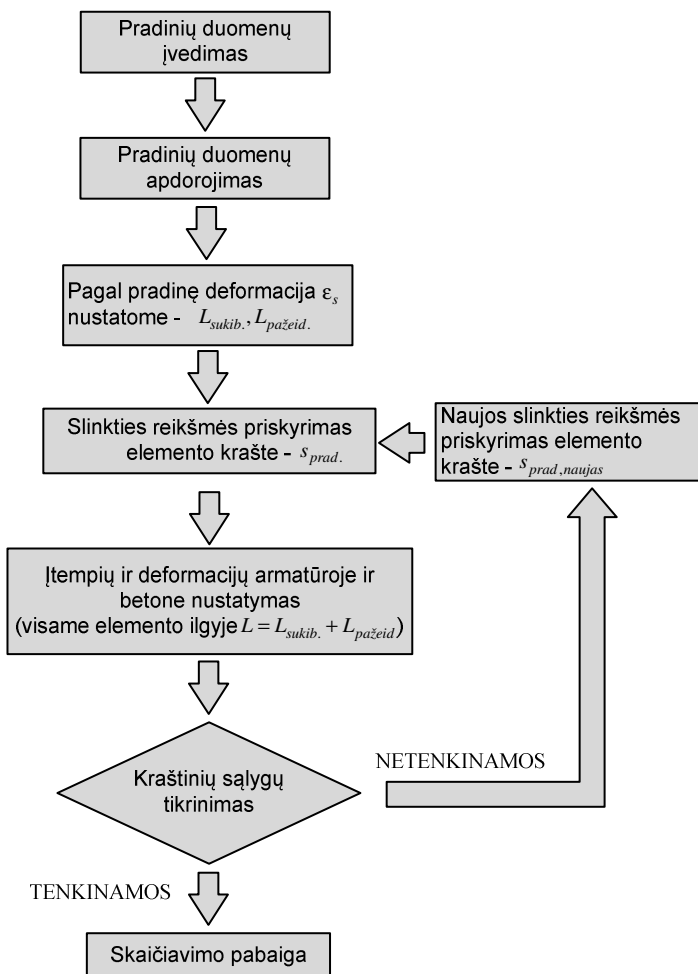
**Fig. 3.11.** Calculation algorithm with linear variation of the bond stress in damage zone

*Antrasis skaičiavimo algoritmas (sukibimo įtempiai kinta netiesiškai)***3.12 pav.** Įtempių pasiskirstymas gelžbetoniniame elemente**Fig. 3.12.** Stress distribution in reinforced concrete element

Sprendžiant šį uždavinį, kaip ir ankstesniu atveju, priimama, kad žinoma armatūros deformacija galiniame pjūvyje (apskaičiuojama iš veikiančios išorinės apkrovos), betono deformacija galiniame pjūvyje ( $\epsilon_c = 0$ ) bei elemento ilgis  $L$ . Ieškomi dydžiai – elemento ilgis, kuriame įtempiai pasiskirsto pagal pažeidimo zonos dėsni  $L_{pažeid.}$ , elemento ilgis, kuriame įtempiai pasiskirsto pagal betono ir armatūros sąveikos modelį  $L_{sukib.}$  (žr. 3.9 pav. vientisa linija – pradiniai duomenys, brūkšniuota – ieškomi). Pateikiamas šio uždavinio sprendimo algoritmas:

- Pagal veikiančią kraštinę armatūros deformaciją  $\epsilon_s$  randamas pažeidimo zonos ilgis  $L_{pažeid.}$  (pagal 3.25 pav.). Tokiu atveju ilgis, kuriame veiks užduotas betono ir armatūros sąveikos modelis  $L_{sukib.} = L - L_{pažeid.}$ .
- Užduodama pradinė slinktis elemento krašte  $s_{prad}$  ir apskaičiuojamas įtempių pasiskirstymas elemento pažeidimo ( $L_{pažeid.}$ ) bei sukibimo ilgiuose ( $L_{sukib.}$ ). Skaičiavimai atliekami analogiškai, kaip aprašyta 3.1.1 skirsnyje. Gelžbetoninis elementas sudalinamas į tam tikrą skaičių pjūvių. Toliau, pradedant nuo elemento laisvojo galo, paeiliui nagrinėjamas kiekvienas gelžbetoninio elemento pjūvis ir randamas armatūros ir betono įtempių būvis jame. Svarbu atkreipti dėmesį į tai, kad priklausomai nuo nagrinėjamo pjūvio padėties (pjūvis patenka arba

- į zoną  $L_{pažeid.}$ , arba į  $L_{sukib.}$ ) imamas atitinkamas sukibimo įtempių ir slinkties modelis (žr. 3.12 pav.).
- Tikrinamos kraštinės sąlygos. Šios sąlygos eliminuoja uždavinio neapibrėžtumą bei nurodo vienintelį įtempių gelžbetoniniame elemente pasiskirstymo sprendinį. Sąlygos taikomos tokios pačios, kaip ir pateiktos 3.1.1 skirsnyje (žr. 3.5 pav.).



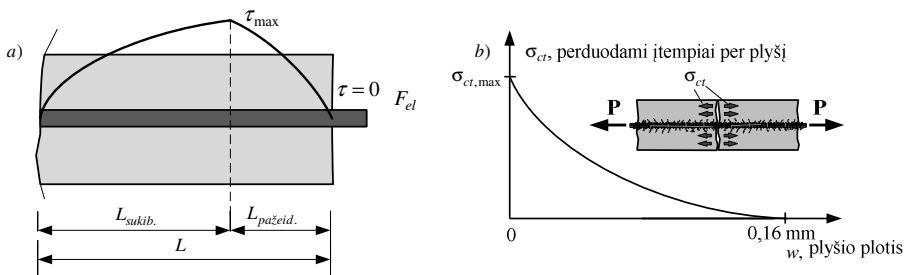
**3.13 pav.** Skaičiavimo algoritmas, kai sukibimo įtempiai pažeidimo zonoje kinta netiesiškai

**Fig. 3.13.** Calculation algorithm with non-linear distribution of bond stress in damage zone

### 3.1.3. Skaičiavimo algoritmas, įvertinant pažeidimo zonų ir tempiamojo betono įtempių plyšyje įtaką

Šio uždavinio tikslas – nustatyti tempiamojo gelžbetoninio elemento įtempių ir deformacijų pasiskirstymą betone ir armatūroje, įvertinant pažeidimo zonų ir betono įtempių perdavimo plyšyje įtaką. Šiame uždavinyje daromos trys pagrindinės prielaidos:

- įtempiai armatūroje pasiskirsto pagal du dėsnius – elemento galuose pagal priimtą pažeidimo zonos dėsnį, kitose elemento dalyse – pagal priimtą betono ir armatūros sąveikos modelį (žr. 3.14 pav., a)
- betonas perduoda tempiamuosius įtempius plyšyje, todėl elemento krašte tiek armatūra, tiek ir betonas yra veikiami jėgos (žr. 3.14 pav., b)
- elemento ilgyje įtempiai nebūtinai pasiskirsto simetriškai – privaloma nagrinėti abi gelžbetoninio elemento puses.



**3.14 pav.** Skaičiavimo prielaidų iliustracija: a) sukibimo įtempių pasiskirstymas elemente; b) tempiamojo betono įtempių plyšyje efektas

**Fig. 3.14.** Illustration of assumptions used in the analysis: a) bond stress distribution in element; b) tension softening effect

Uždavinio sprendimas pagrįstas 3.1.2 skirsnyje pateiktu algoritmu. Pateikiamas uždavinio algoritmas, aptariant sprendimo ypatumus.

#### Pradinių duomenų įvedimas

Nagrinėjamam uždaviniui išspręsti reikalingi šie pradiniai duomenys:

- Elemento geometrinės charakteristikos.
- Elemento mechaninės charakteristikos.
- Betono ir armatūros sąveikos modelis.
- Pažeidimo zonų įvertinimas tempiamojo gelžbetoninio elemento kraštuose. Pažeidimo zonos ilgio modelis, pažeidimo zonos įtempių pasiskirstymo modelis.
- Naudojamas betono įtempių perdavimo plyšyje modelis. Autoriaus naudojamas Hordijk (1992) modelis išreiškiamas lygtimi:

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left( 1 + \left( c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right) \exp \left( -c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2)$$

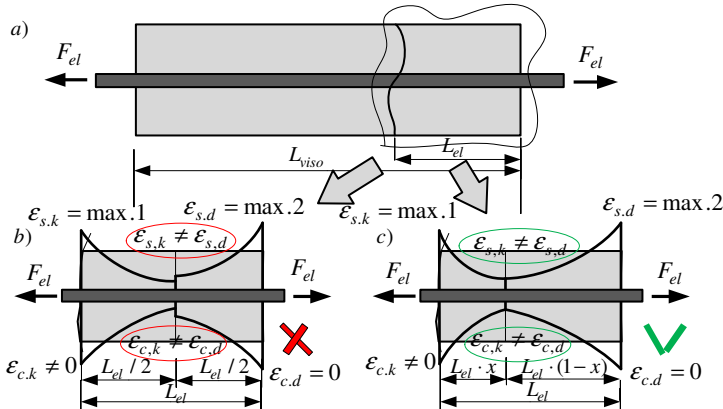
čia  $c_1=3$ ;  $c_2=6,93$ ;  $w_c=0,16$  mm;

### *Pradinių duomenų apdorojimas*

Šiame žingsnyje atliekami tokie patys veiksmai, kaip ir *bendrojo uždavinio* sprendimo algoritme.

### *Įtempių veikiančių armatūroje ir betone nustatymas*

Šio uždavinio sprendimas artimas skaičiavimo algoritmui, *įvertinant sukibimo įtempių sumažėjimą pažeidimo zonoje* sprendimui. Skaičiavimo ypatumus gerai iliustruoja 3.15 paveikslas.



**3.15 pav.** Įtempių pasiskirstymas elemente įvertinant betono įtempių perdavimą per plyšį: a) ilgo elemento pleišėjimas; b) deformacijų pasiskirstymas (deformacijų darnos sąlygos netenk.); c) deformacijų pasiskirstymas (deformacijų darnos sąlygos tenk.)

**Fig. 3.15.** Stress distribution in element taking into account influence of tension softening a) cracking of long element; b) strain distribution (compatibility conditions not fulfilled); c) strain distribution (compatibility conditions fulfilled);

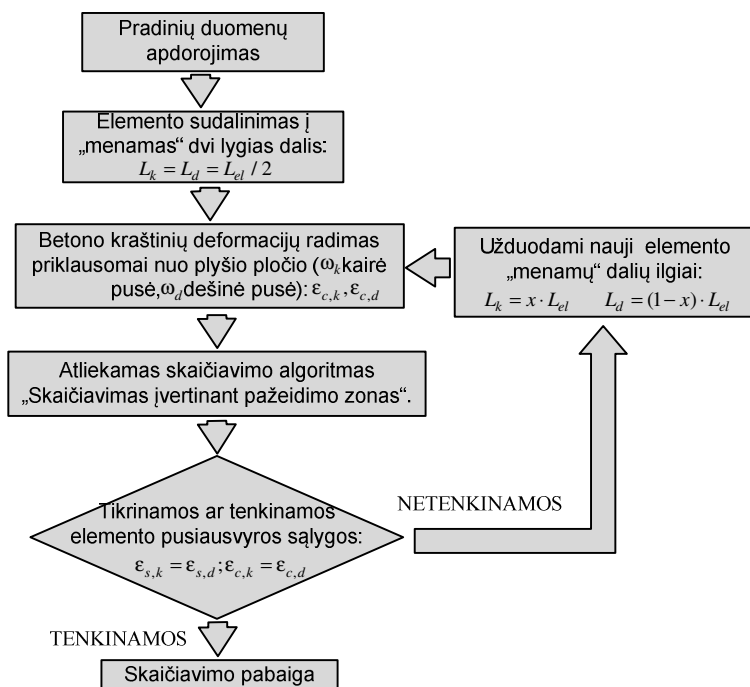
Įtempių veikiančių armatūroje ir betone nustatymo ypatumai:

- Elemento kraštuose įtempius perima ne tik armatūra, bet ir betonas. Šis reiškinys vyksta dėl betono įtempių perdavimo plyšyje reiškinio.
- Gelžbetoninio tempiamojo elemento ilgyje įtempiai nebūtinai pasiskirsto simetriškai. Tokiu atveju elemento simetrijos ašis nesutampa su įtempių pasiskirstymo simetrijos ašimi. Šis atvejis parodytas 3.15 paveiksle. Nagrinėjamas įtempių būvis apibraukta elemente po supleišėjimo



(žr. 3.15 pav., b ir c). Elemento kairėje pusėje tiek armatūros tiek betono deformacijos nėra lygios nuliui (plyšyje betonas perduoda įtempius), bet dešinėje – armatūros deformacijos maksimalios, o betono deformacijos lygios nuliui (laisvajame krašte betonas neperduoda tempiamųjų įtempimų). Jeigu elemento skaičiavimas yra pagrįstas tuo, kad elemento simetrijos ašis yra kartu ir įtempimų pasiskirstymo simetrijos ašimi – yra pažeidžiamos deformacijų darnos sąlygos  $\epsilon_{s,k} \neq \epsilon_{s,d}$ ;  $\epsilon_{c,k} \neq \epsilon_{c,d}$  (žr. 3.15 pav., b). Todėl galima teigti, kad įtempiai elemente šiuo atveju nepasiskirsto simetriškai. Ašis, nurodanti elemento įtempių pasiskirstymo ekstremines vietas, randama kiekvieno uždavinio sprendimo metu (žr. 3.15 pav., c).

Aptartas algoritmas apibendrinamas schema, pateikta 3.16 paveiksle. Pagrindinis sprendimo ypatumas yra susijęs su atsiveriančių plyšių pločiu vertinimu. Plyšio plotis yra apskaičiuojamas sumuojant rastą slinktį iš abiejų plyšio plokštumos pusių.



**3.16 pav.** Skaičiavimo algoritmas įvertinant pažeidimo zonų ir tempiamojo betono plyšyje įtaką

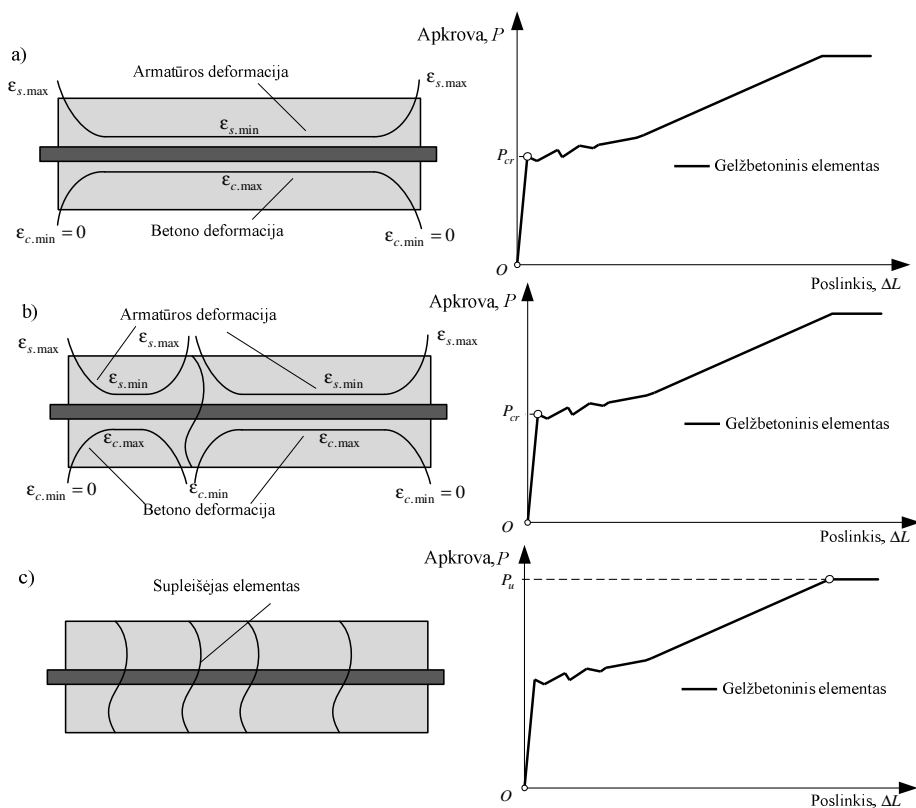
**Fig. 3.16.** Calculation algorithm taking into account influence of damage zones and tension softening effect

### 3.1.4. Ilgų elementų skaičiavimas

Ankstesniuose skirsniuose buvo nagrinėjama trumpo nesupleišėjusio elemento deformacijų ir įtempių analizė. Ilgų elementų deformacijų bei pleišėjimo skaičiavimas atliekamas naudojant trumpų elementų skaičiavimo algoritmus. Pagrindiniai skaičiavimo etapai parodyti 3.17 paveiksle. Toliau detaliau aptariamas ilgų elementų deformacijų bei pleišėjimo skaičiavimo algoritmas:

- Įvedami pradiniai ilgo elemento duomenys. Šiame etape taip pat nustatoma, kuris iš trumpų elementų skaičiavimo algoritmų bus naudojamas: *bendrojo uždavinio algoritmas* (aprašytas 3.1.1 skirsnyje) *skaičiavimo algoritmas, įvertinant sukibimo įtempių sumažėjimą pažeidimo zonoje* (aprašytas 3.1.2 skirsnyje), *skaičiavimo algoritmas, įvertinant pažeidimo zonų ir tempiamojo betono įtempių plyšyje įtaką* (aprašytas 3.1.3 skirsnyje).
- Randama pradinė elemento pleišėjimo apkrova  $P_{cr}$ . Skaičiavimas atliekamas priartėjimo keliu (naudojant tam pritaikytus priartėjimo algoritmus), didinant apkrovą tol, kol viename ar keliuose elemento pjūviuose betone pasiekiamas betono tempiamasis stipris  $f_{ct}$  (žr. pav. 3.17 a).
- Atsitiktinių būdu parenkamas vienas galimų pleišėjimo pjūvių (kuriame yra pasiektas betono tempiamasis stipris  $f_{ct}$ ) ir elementas yra sudalinamas į dvi dalis (žr. pav. 3.17 b). Atsitiktinis pjūvis parenkamas pasinaudojant pseudo atsitiktinių skaičių generatorių algoritmais (D. E. Knuth 1998). Šie algoritmai yra įdiegti programavimo kalboje C# (funkcijoje „random“), kuria ir naudojosi darbo autorius.
- Atliekama sudalinto elemento įtempių ir deformacijų būvio analizė, esant apkrovai  $P_{cr}$ .
- Naudojant viršuje aprašytus metodus elementas analizuojamas toliau – kiekviename apkrovos žingsnyje, nustatomi įtempių bei deformacijų būviai atskiruose elemento „blokuose“ – tikrinama, ar gali atsiverti nauji plyšiai. Veriantis plyšiams, atitinkami blokai dalinami į dar daugiau dalių.
- Skaičiavimas atliekamas tol, kol viename iš supleišėjusio elemento pjūvių armatūra pasiekia savo takumo įtempius (žr. pav. 3.17 c).

Atliekant skaičiavimus pagal viršuje aprašytą skaičiavimo algoritmą, plyšių skaičius bei išdėstymas kiekviename naujame skaičiuojamame elemente gali būti skirtingas. Tai nulemia atsitiktinis pleišėjimo pjūvio parinkimas elemente. Verta pažymėti, kad atstumas tarp plyšių supleišėjusiame elemente nėra pastovus dydis – jis kinta priklausomai nuo plyšių atsivėrimo skaičiaus bei vietos. Dėl šios priežasties kiekvienam supleišėjusiam elementui skaičiuojamas jo vidutinis atstumas tarp plyšių.



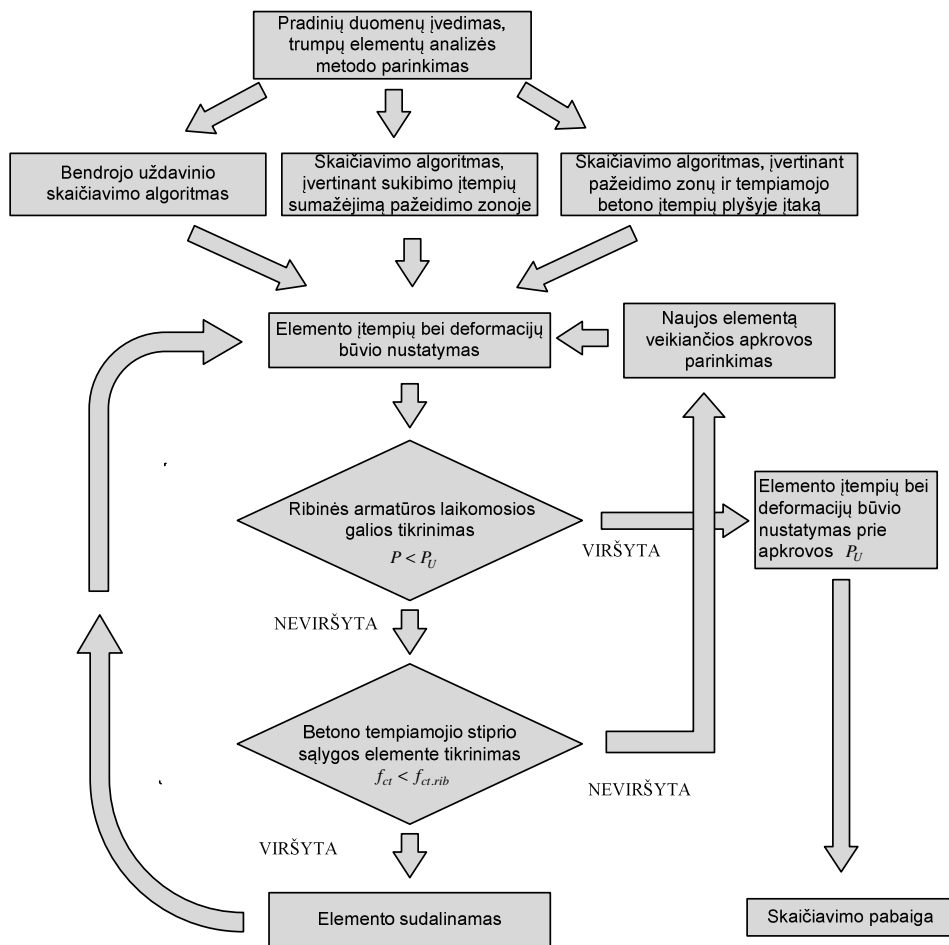
**3.17 pav.** Ilgo elemento skaičiavimo etapų fragmentas: a) elemento apkrovos ir poslinkio diagrama bei deformacijų pasiskirstymas prieš plyšio atsiradimą; b) elemento apkrovos ir poslinkio diagrama bei deformacijų pasiskirstymas po plyšio atsiradimo; c) elemento apkrovos ir poslinkio diagrama bei supleišėjimas prie ribinės apkrovos  $P_u$

**Fig. 3.17.** Calculation steps of long element: a) load-displacement diagram and strain distribution before cracking; b) load-displacement diagram and strain distribution after first crack; c) load-displacement diagram and the crack pattern at ultimate load  $P_u$

Viršuje aprašytas skaičiavimo algoritmas tampa sudėtingesnis, kai trumpų elementų skaičiavimas atliekamas įvertinant pažeidimo zonos ir betono įtempių perdavimo plyšyje įtaką. Algoritmą apsunkina tai, kad plyšio pločio reikšmė supleišėjusiame elemente, didėjant apkrovai kinta, dėl to kinta ir plyšyje perduodamų betono įtempių reikšmė. Šios reikšmės kitimas lemia įtempių būvio pasiskirstymą atskiruose elemento „blokuose“ ir dėl to vėl kinta plyšio pločio

reikšmė. Tokį uždavinį galima išspręsti priartėjimo keliu, taikant papildomus ciklinius skaičiavimus.

Aptarto skaičiavimo algoritmo schema pateikta 3.18 paveiksle. Aptartojo algoritmo praktiniam taikymui autorius sukūrė kompiuterinę programą „ROMA“ (parašyta C# programavimo kalba), skirtą ilgų gelžbetoninių elementų deformacijų ir pleišėjimo analizei atlikti (Jakubovskis ir Juknys 2012).



**3.18 pav.** Ilgų elementų skaičiavimo algoritmas  
**Fig. 3.18.** Calculation algorithm of long element

## 3.2. Skaitinė tempiamųjų gelžbetoninių elementų įtempių ir deformacijų analizė

Sukurti skaičiavimų metodai buvo pritaikyti tempiamų gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformacijų analizei. Skaičiavimus galima skirstyti į du pagrindinius etapus, kurių metu sprendžiami skirtingi uždaviniai.

Pirmame etape nagrinėjamas trumpas gelžbetoninis elementas – tai elementas, kuriame nebeatsiranda naujų plyšių. Šio uždavinio tikslas – pasinaudojant aptartais skaičiavimo algoritmais, taikant skirtingus pažeidimo zonos modelius bei betono ir armatūros sąveikos modelio parametrus, rasti tempiamojo gelžbetoninio elemento skaičiavimo modelio parametrus, kurie geriausiai atitiktų eksperimentinius bandymus.

Antrajame etape nagrinėjamas gana ilgas tempiamasis gelžbetoninis elementas. Šio elemento darbo stadijos aptartos pirmame skyriuje – tamprių deformacijų stadija, plyšių formavimosi stadija, stabilių plyšių stadija, irimo stadija. Uždavinio tikslas – rasti įtempių būvio pasiskirstymą elemente, visose jo darbo stadijose, panaudojant pirmame skaičiavimo etape nustatytus skaičiavimo modelio parametrus.

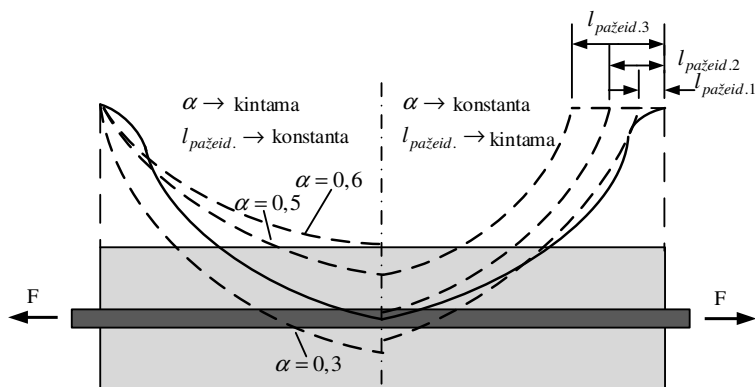
### 3.2.1. Trumpų gelžbetoninių elementų analizė

Trumpų gelžbetoninių elementų analizės tikslas – panaudojant skaitinius skaičiavimo algoritmus, gauti tokį teorinį armatūros deformacijų kitimą gelžbetoniniame elemente, kuris geriausiai atitiktų eksperimentinius bandymus. Įtempių sukibimui tarp armatūros ir betono modeliuoti buvo panaudotas pirmame skyriuje aprašytas BEP (Eligehausen *et al.* 1982) betono ir armatūros sąveikos

modelis –  $\tau = \tau_1 \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha$ . Šis modelis pasirinktas dėl skaitinio efektyvumo ir

plataus intervalo sukibimo įtempių ir slinkties priklausomybių priklausomai nuo modelio parametru. Pažeidimo zonos įtakai nustatyti buvo taikomi skirtingi pažeidimo zonos modeliai, plačiau aprašyti 3.1 poskyryje.

Šiame skirsnyje atliekamus skaičiavimus iliustruoja 3.19 paveikslas. Šiame paveiksle ištisine linija rodomas armatūros deformacijų kitimas gelžbetoniniame elemente, gautas iš eksperimentinio bandymo. Punktyrine linija kairėje elemento pusėje parodyti apskaičiuoti skirtingi deformacijų pasiskirstymai armatūroje priklausomai nuo parinkto betono ir armatūros sąveikos parametro  $\alpha$ . Punktyrine linija dešinėje pusėje parodytas armatūros deformacijų kitimas elemente prie skirtingų pažeidimo zonos reikšmių, kai laikoma, kad pažeidimo zonoje sukibimo tarp betono ir armatūros nėra.



**3.19 pav.** Trumpų gelžbetoninių elementų modeliavimo parametrų parinkimas

**Fig. 3.19.** Modelling parameters selection of short reinforced concrete element

Šiame darbe parametrų  $\alpha$  ir  $l_{pažeid.}$  reikšmės buvo parinktos, remiantis autoriaus ir kitų tyrėjų armatūros deformacijų profilių eksperimentų rezultatais. Ši analizė detalčiau aptariama žemiau.

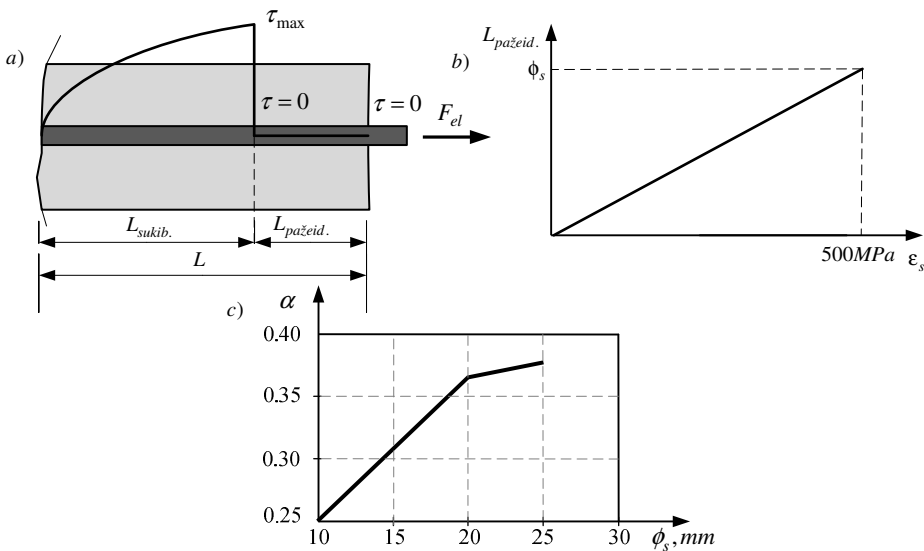
*Trumpų elementų analizė, įvertinant pažeidimo zoną, kurioje sukibimo įtempiai imami lygūs nuliui*

Pirmajame skaičiavimų etape buvo priimtas pažeidimo zonos modelis, pasiūlytas Jakubovskio (2015). Pagal šį modelį armatūros ir betono sukibimo įtempiai pažeidimo zonoje lygūs nuliui (3.20 pav. a). Naudojantis šiuo modeliu bei anksčiau aptartu betono ir armatūros sąveikos dėsnio BEP (Eligehausen *et al.* 1982) buvo nustatyti skaičiavimo modelio parametrai, geriausiai atitinkantys eksperimentinius bandymus.

Siekiant nustatyti tinkamiausius skaičiavimo modelio parametrus, buvo pasirinkti keturi eksperimentiniai bandiniai – disertacijos autoriaus (RM-S20-tz bei RM-S10) bei Kankam (1997) ir Houde (1974) eksperimentinių programų bandiniai. Šie bandiniai buvo pasirinkti atsižvelgiant į eksperimentinių duomenų patikimumą bei naudotas skirtingo skersmens armatūros rūšis. Kaip buvo minėta, eksperimentiniuose bandiniuose elemento viduryje pastebimas armatūros deformacijų „suplokštėjimas“. Disertacijos autorius, skaičiuodamas daro prielaidą, kad elemento viduryje atsiranda vidiniai plyšiai, todėl pažeidžiamas armatūros ir betono sukibimas. Šis efektas įvertinamas skaičiavimuose. Atsižvelgiant į gautus eksperimentinius rezultatus, vidurinių zonų dydis pasirenkamas: RM-S20-tz – 60 mm, RM-S10 – 0 mm, Kankam (1997) – 40 mm, Houde (1974) – 0 mm.

Atlikus skaitinę analizę, buvo rastas geriausiai eksperimentinius rezultatus atitinkantis pažeidimo zonos modelis, pateiktas 3.20 pav., b. Pažeidimo zonos reikšmė didėja proporcingai, augant įtempiams stypo laisvajame gale.

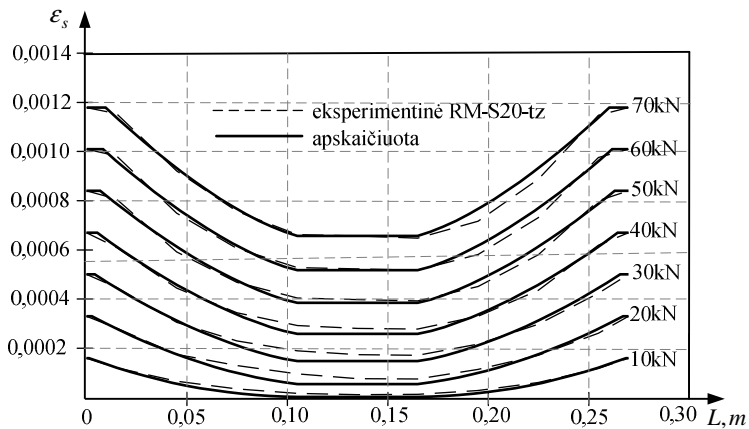
Skaitinė analizė taip pat parodė, kad betono ir armatūros sąveikos modelio parametras  $\alpha$  priklauso nuo stypo skersmens. Taikant mažiausių kvadratų metodą, nustatytos parametro  $\alpha$  reikšmės skirtingiems bandiniams: RM-S20-tz – 0,365; RM-S10 – 0,25; Kankam (1997) – 0,375; Houde (1974) – 0,370. Gauti rezultatai grafiškai parodyti 3.20 pav., c). Kaip matyti (3.20 pav., c) koeficientas  $\alpha$  auga, didėjant armatūros skersmeniui. Tai reiškia, kad sukibimo įtempiai mažėja, augant armatūros skersmeniui.



**3.20 pav.** Trumpų elementų skaičiavimo prielaidos: a) sukibimo įtempių pasiskirstymas; b) pažeidimo zonos modelis; c) sukibimo parametro  $\alpha$  kitimo funkcija

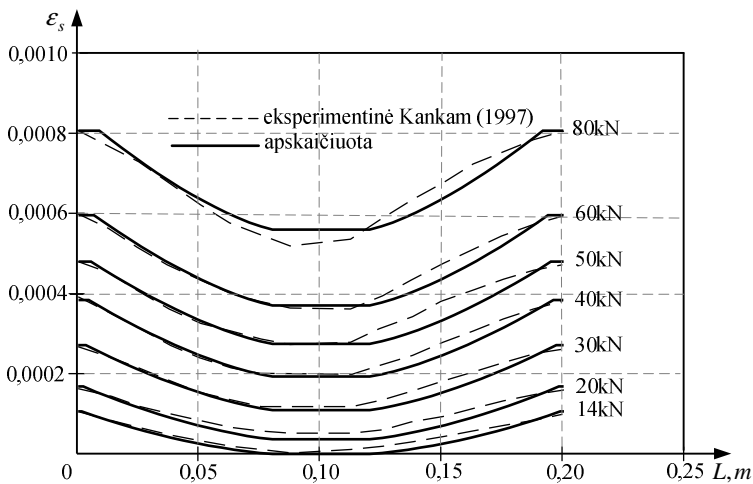
**Fig. 3.20.** Assumptions used in the analysis of short elements: a) bond stress distribution; b) damage zone model; c) bond function variation parameter  $\alpha$

Eksperimentinės ir skaitinės kreivės, naudojant aptartus parametrus, yra palyginamos (3.21–3.24 pav). Eksperimentinės kreivės visais atvejais yra parodytos punktyrine linija, o teorinės – ištisine. Skaičiavimai buvo atlikti naudojant 2 autoriaus atliktų eksperimentinių tyrimų bandinius (RM-S20-tz ir RM-S10) bei 2 kitų autorių eksperimentinių tyrimų bandinius (Kankam 1997; Houde 1974). Visais atvejais pateikti deformacijų profiliai esant keliems charakteringiems apkrovos lygmenims.



**3.21 pav.** Autoriaus eksperimentiškai nustatytų ir teorinių armatūros deformacijų profilių (RM-S20-tz,  $\varnothing = 20$  mm, 150x150 mm) palyginimas

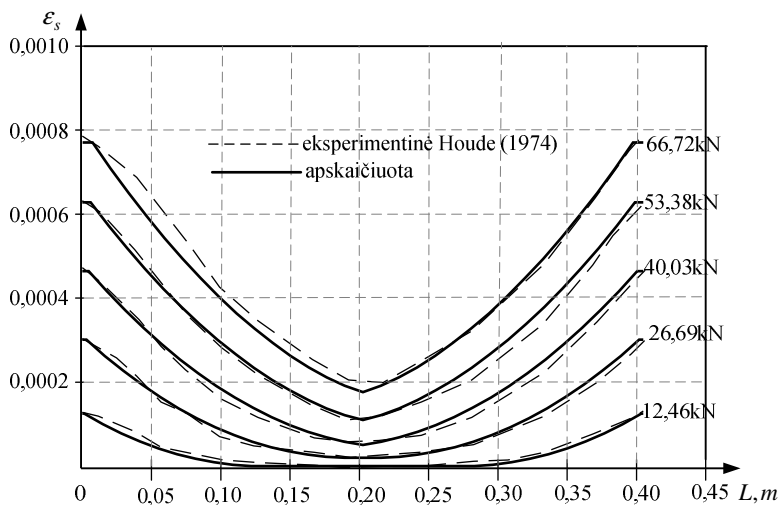
**Fig. 3.21.** Comparison of the predicted and experimental reinforcement strain profiles (RM-S20-tz,  $\varnothing = 20$  mm, 150x150 mm)



**3.22 pav.** Eksperimentiškai nustatytų (Kankam 1997) ir teorinių armatūros deformacijų profilių ( $\varnothing = 25$  mm, 150x150 mm) palyginimas

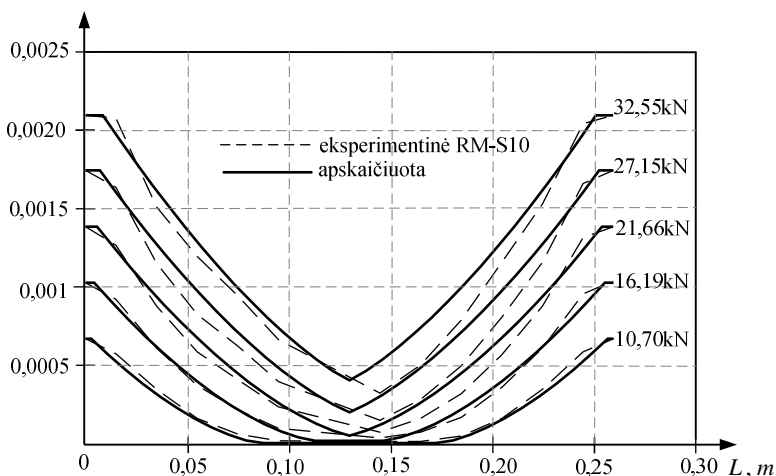
**Fig. 3.22.** Comparison of the predicted and experimental reinforcement strain profiles (Kankam 1997,  $\varnothing = 25$  mm, 150x150 mm)





**3.23 pav.** Eksperimentiškai nustatytų (Houde 1974) ir teorinių armatūros deformacijų profilių ( $\varnothing = 25,4$  mm, 154,2x154,2 mm) palyginimas

**Fig. 3.23.** Comparison of the predicted and experimental reinforcement strain profiles (Houde 1974,  $\varnothing = 25,4$  mm, 154,2x154,2 mm)



**3.24 pav.** Autoriaus eksperimentiškai nustatytų ir teorinių armatūros deformacijų profilių (RM-S10,  $\varnothing = 10$  mm, 100x100 mm) palyginimas

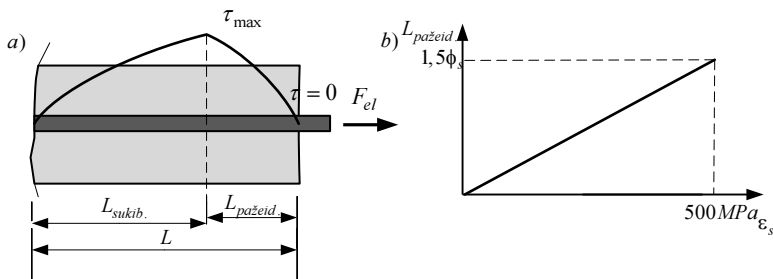
**Fig. 3.24.** Comparison of the predicted and experimental reinforcement strain profiles (RM-S10,  $\varnothing = 10$  mm, 100x100 mm)

Nagrinėjant gautus rezultatus galima pastebėti, kad skaičiavimams taikant pasiūlytas  $\alpha$  reikšmes ir pažeidimo zonos dydį, lygų vienam armatūros skersmeniui, gaunamas geras eksperimentinių ir teorinių rezultatų sutapimas ( $R^2 = 0,89\text{--}0,99$ ). Didesni skirtumai pastebimi elementų kraštuose. Dėl priimtos visiško sukibimo pažeidimo prielaidos, armatūra šiose zonose neperduoda įtempių betonui, todėl armatūros deformacijų kreivė elemento kraštuose yra tiesinė. Eksperimentinės kreivės yra sklandžios – elemento galuose pastebimas armatūros deformacijų kreivės persilenkimo taškas, atitinkantis pažeidimo zonos ribas ir sukibimo įtempių mažėjimo tašką. Tai parodo, kad sukibimo įtempiai elemento kraštuose yra perduodami, tačiau šioje zonoje yra kitoks įtempių perdavimo pobūdis. Šis efektas plačiau nagrinėjamas kitame skirsnyje.

*Trumpų elementų analizė, kai pažeidimo zonoje veikia armatūros ir betono sukibimai*

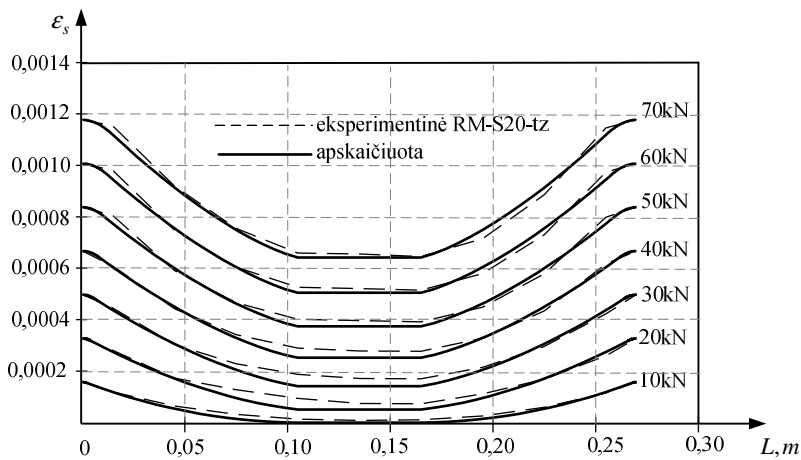
Deformacijų ir sukibimo įtempių kitimui kraštinėse elemento zonose apskaičiuoti, taikomas pažeidimo zonos modelis, kai sukibimas pamažu mažėja nuo maksimalios reikšmės – atstumu  $l_d$  nuo elemento krašto, iki nulio – kraštiniame pjūvyje (3.25 pav., a). Modeliavimui buvo taikomos praeitame skirsnyje nustatytos laipsnio rodiklio  $\alpha$  reikšmės (3.20 pav., c). Atlikta skaitinė analizė parodė, kad geriausiai eksperimentų ir skaičiavimų rezultatai sutampa, kai prie maksimalios strypo apkrovos reikšmės, jo krašte (įtempiai 500 MPa), pažeidimo zona lygi  $1,5\phi$  (3.25 pav., b).

Gauti skaičiavimo rezultatai pateikiami 3.26–3.28 paveiksluose. Kaip ir ankstesniu atveju, buvo gautas geras eksperimentinių ir teorinių rezultatų sutapimas ( $R^2 = 0,93\text{--}0,99$ ). Didesni skirtumai pastebimi elemento kraštuose. Kaip ir tikėtasi, buvo gautas sklandus armatūros kreivių deformacijų persilenkimo pobūdis.



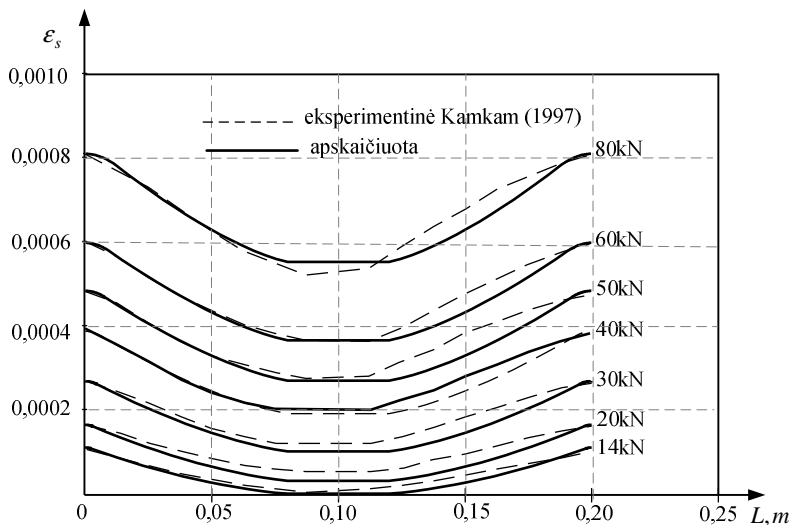
**3.25 pav.** Trumpų elementų skaičiavimo prielaidos: a) sukibimo įtempių pasiskirstymas; b) pažeidimo zonos modelis

**Fig. 3.25.** Assumptions used in the analysis of short elements:  
a) bond stress distribution; b) damage zone model



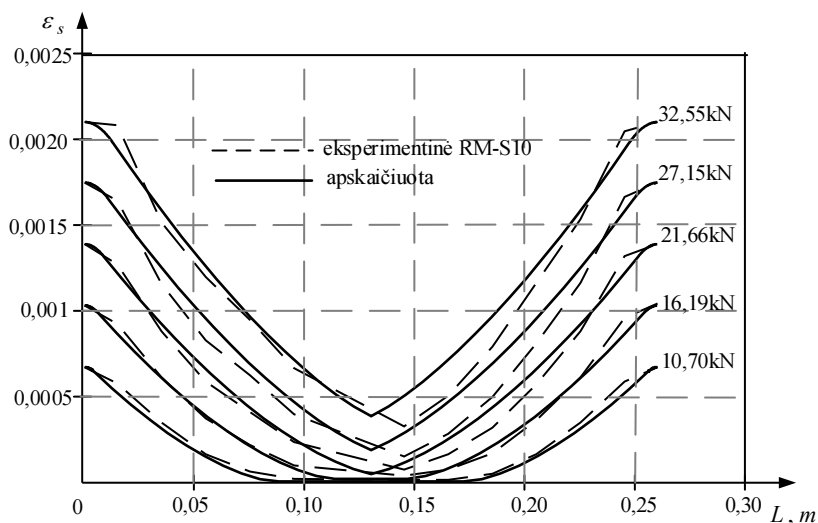
**3.26 pav.** Autoriaus eksperimentiškai nustatytų ir teorinių armatūros deformacijų profilių (RM-S20-tz,  $\varnothing=20$  mm, 150x150 mm) palyginimas

**Fig. 3.26.** Comparison of the predicted and experimental reinforcement strain profiles (RM-S20-tz,  $\varnothing=20$  mm, 150x150 mm)



**3.27 pav.** Eksperimentiškai nustatytų (Kankam 1997) ir teorinių armatūros deformacijų profilių ( $\varnothing = 25$  mm, 150x150 mm) palyginimas

**Fig. 3.27.** Comparison of the predicted and experimental reinforcement strain profiles (Kankam 1997,  $\varnothing = 25$  mm, 150x150 mm)



**3.28 pav.** Autoriaus eksperimentiškai nustatytų ir teorinių armatūros deformacijų profilių (RM-S10,  $\varnothing = 10$  mm, 100x100 mm) palyginimas

**Fig. 3.28.** Comparison of the predicted and experimental reinforcement strain profiles (RM-S10,  $\varnothing = 10$  mm, 100x100 mm)

Iš gautų rezultatų galima daryti išvadą, kad armatūros ir betono sąveiką pažeidimo zonoje galima tiksliai apskaičiuoti, taikant pasiūlytus pažeidimo zonos parametrus. Skirtingai nei pasaulinėse projektavimo rekomendacijose „Model Code“ (2010) pažeidimo zonos dydis buvo eksperimentiškai ir skaitiškai pagrįstas. Be to, parodyta, kad pažeidimo zonos dydis priklauso ne tik nuo strypo skersmens, bet ir apkrovos lygmens.

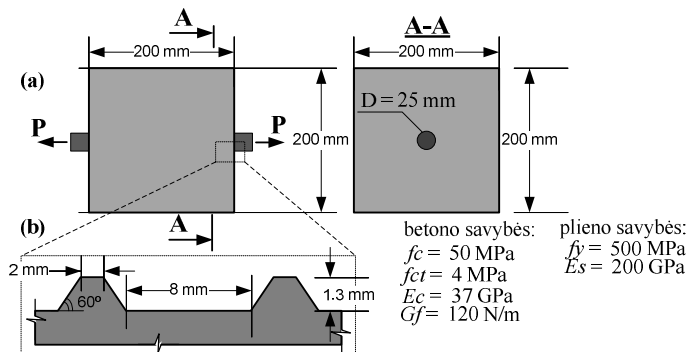
Modeliuojant trumpus gelžbetoninius elementus buvo pastebėta, kad geriausi skaičiavimo rezultatai gaunami (didžiausios R2 reikšmės), taikant skirtingas reikšmes skirtingiems apkrovos lygmenims. Nustatyta, kad didėjant apkrovai, laipsnio rodiklis  $\alpha$  nežymiai mažėja, o tai iš esmės prieštarauja bendriems sukibimo mechanikos dėsniams. Didėjanti deformacija armatūroje sukelia didesnę aplink esančio betono pažeidimą ir mažina sukibimo įtempius (Shima 1987). Taip pat dėl didesnės deformacijos pasireiškia strypo susitraukimas radialine kryptimi ir sumažėja trintis tarp plieno ir betono (*Model Code* 2000).

Gauti prieštaringi rezultatai iš dalies gali būti paaiškinti skaičiavimo modelyje taikytomis prielaidomis: plokščiųjų pjūvių hipoteze, tolygiu sukibimo įtempių pasiskirstymo per strypo paviršiaus plotą, nevertinamas mikroplyšių susidarymas. Šiems efektams tiksliau įvertinti, armatūros ir betono sąveika

papildomai buvo modeliuojama baigtinių elementų metodu. Kitame skirsnyje pateikiami ir aptariami gauti modeliavimo rezultatai.

### 3.2.2. Trumpų gelžbetoninių elementų analizė baigtiniu elementų metodu

Detalesnei armatūros ir betono sąveikos analizei (įtempių perdavimui iš armatūros į betoną, antrinių plyšių plitimui, slinkties analizei) buvo sukurtas dvimatis baigtinių elementų (BE) modelis programa ATENA. Kontaktas tarp rumbelio ir betono buvo sumodeliuotas taip, kad tik gniuždymo įtempiai buvo perduodami iš armatūros į betoną (Li 2010). Skaičiavimams buvo pasirinktas Kankam (2003) eksperimentinės programos bandinys. Bandinio geometriniai duomenys ir skaičiavimams priimtos medžiagų savybės pateiktos 3.29 paveiksle. Dėl simetrijos buvo modeliuojamas tik elemento ketvirtadalis.

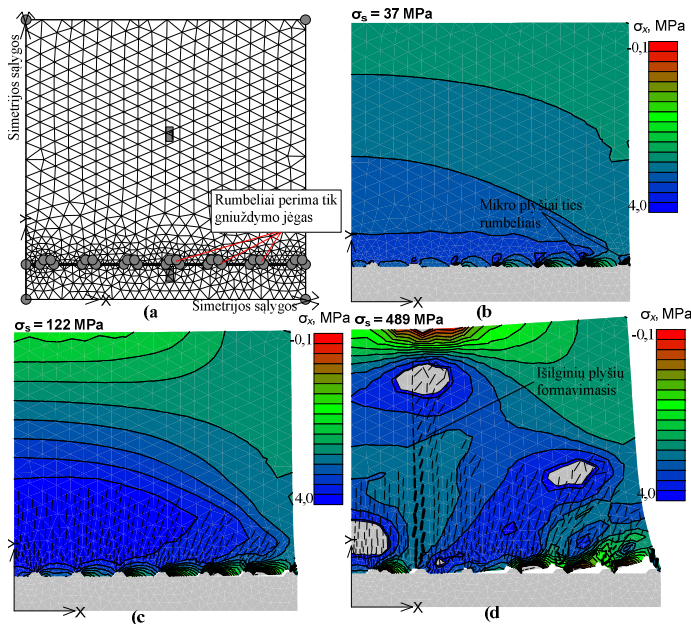


**3.29 pav.** Baigtinių elementų metodo pradiniai duomenys: a) elemento geometrinės charakteristikos; b) armatūros rumbelių geometrinės charakteristikos

**Fig. 3.29.** Initial data used in finite element analysis: a) element geometrical characteristics; b) reinforcement ribs geometrical characteristics

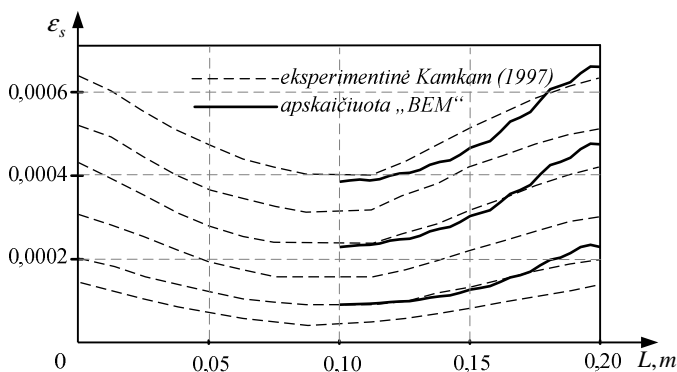
Gauti modeliavimo rezultatai pateikiami 3.30 paveiksle. Sukurtas skaičiavimo modelis pateiktas 3.30 paveiksle, a. Įtempių sklidimas ir antrinių plyšių plitimas esant skirtingoms įtempių armatūroje reikšmėms pateiktas 3.30 paveiksle, b-d. Iš gautų rezultatų galima pastebėti, kad antriniai plyšiai apkraujame strypo gale pradeda formuotis esant ir palyginti mažoms apkrovos reikšmėms (3.30 pav., b). Didėjant apkrovai, antriniai plyšiai apima vis didesnę betono tūrį (3.30 pav., c), kol ties vienu iš rumbelių pradeda vertis didesnio pločio plyšys (3.30 pav., d). Šioje zonoje sumažėja įtempiai betone ir pakinta armatūros deformacijų pasiskirstymo pobūdis (3.31 pav). Kartu su gautais skai-

tiniais armatūros deformacijų pasiskirstymo rezultatais (ištisinės linijos) pateikti ir Kankam (2003) gauti eksperimentiniai rezultatai (punkttyrine linija).



**3.30 pav.** Skaičiavimas baiginių elementų metodu: a) skaičiavimo modelis; b–d) skaičiavimo rezultatai skirtingose apkrovimų stadijose

**Fig. 3.30.** Numerical modelling using finite element approach: a) calculation model; b–d) calculations results in different load levels



**3.31 pav.** Armatūros deformacijų pasiskirstymas skaičiuojant baiginiu elementų metodu

**Fig. 3.31.** Reinforcement strain distribution obtained with finite element method

Galima pastebėti, kad taikant BE algoritmą buvo gautas charakteringas armatūros deformacijų pasiskirstymas. Vis dėlto, skaitinio modeliavimo rezultatai yra ypač jautrūs priimtoms medžiagų savybėms. Nagrinėtu atveju lemiamą įtaką turėjo priimta betono irimo energijos  $G_f$  reikšmė, daugiausiai priklausanti nuo betono mišinio sudėties. Taip pat galima pastebėti, kad baigtinių elementų modelių kūrimas ir analizė reikalauja didelių laiko sąnaudų. Be to, analizė dažniausiai būna apribota kompiuterių techniniais resursais – priklausomai nuo uždavinio apimties analizė gali trukti iki kelių dienų ar net mėnesių. Tai apsunkina ilgų elementų pleišėjimo ir deformacijų analizę.

### 3.2.3. Ilgų gelžbetoninių elementų analizė

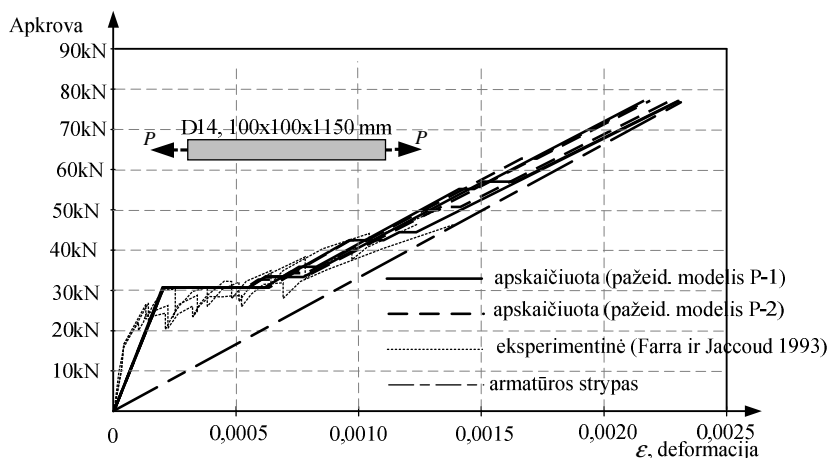
3.2.1 skirsnyje nustatyti modeliavimo parametrai (sukibimo įtempių ir slinkties funkcijos laipsnio rodiklis  $\alpha$ , pažeidimo zonos dydis  $l_d$  bei įtempių kitimo pobūdis pažeidimo zonoje) buvo pritaikyti tempiamųjų gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformacijų analizei. Rezultatams palyginti buvo pasinaudota Farra ir Jaccoud (1993) pateiktais eksperimentiniais duomenimis. Ilgų gelžbetoninių elementų analizė suskirstyta į tris grupes, pagal: 1) pažeidimo zonos įtaką; 2) betono įtempių perdavimo plyšyje įtaką ir 3) antrinių plyšių įtaką gaunamiems rezultatams. Toliau detaliau aptariami kiekvienas iš trijų punktų.

#### *Pažeidimo zonos įtaka tempiamųjų gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformacijų procesui*

3.2.1 skirsnyje buvo nustatyti du pažeidimo zonos modeliai, tiksliai aprašantys eksperimentinius duomenis. Pirmasis pasiūlytas modelis (toliau žymimas P-1) yra supaprastintas, kai priimama, kad sukibimo įtempiai pažeidimo zonoje yra lygūs nuliui. Antrajame pažeidimo zonos modelyje (toliau žymimas P-2) įvertinamas laipsniškas įtempių mažėjimas nuo maksimalios iki nulinės reikšmės plyšio plokštumoje. Šie modeliai buvo pritaikyti 100x100 mm skersmens, 1150 mm ilgio, vienu strypu ( $\varnothing = 14$  ir  $\varnothing = 20$  mm) armuotų elementų analizei iš Farra ir Jaccoud (1993) eksperimentinės programos. Gauti rezultatai pateikti 3.32 ir 3.35 paveiksluose.

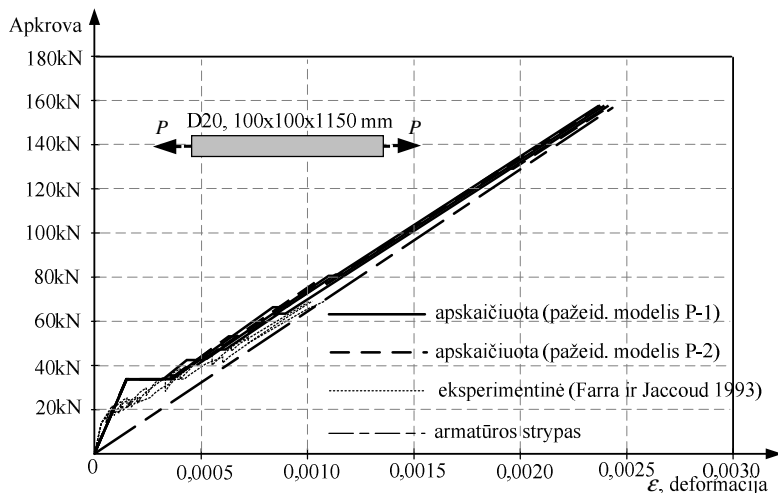
Nagrinėjant gautas betono vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų diagramas galima pastebėti, kad pasirinktas pažeidimo zonos modelis praktiškai neturi įtakos skaičiavimo rezultatams. Nežymūs skirtumai pastebimi tik aukštesnėse apkrovos stadijose, kuriuose taikant P-1 pažeidimo zonos modelį gaunamas mažesnis elementų standumas. Abiem atvejais buvo gautas geras eksperimentų ir skaičiavimo rezultatų sutapimas nagrinėjant elemento apkrovos deformacijų diagramas (3.32 pav., 3.33 pav.). Nagrinėjant betono vidutinių įtempių ir deformacijų diagramas sutapimas tarp skaičiavimo rezultatų bei eksperimentų pastebėtas blogesnis (3.34 pav., 3.35 pav.). Tai gali būti paaiškinama tuo, kad skaičiavimuose nėra vertinamas betono įtempių perdavimo plyšyje

reiškiny, o eksperimentiniuose rezultatuose nėra pateikta pakankamai duomenų betono susitraukimui įvertinti.



**3.32 pav.** Gelžbetoninio elemento ( $\varnothing 14$ , 100x100) apkrovos ir deformacijų diagrama, įvertinus pažeidimo zonos įtaką

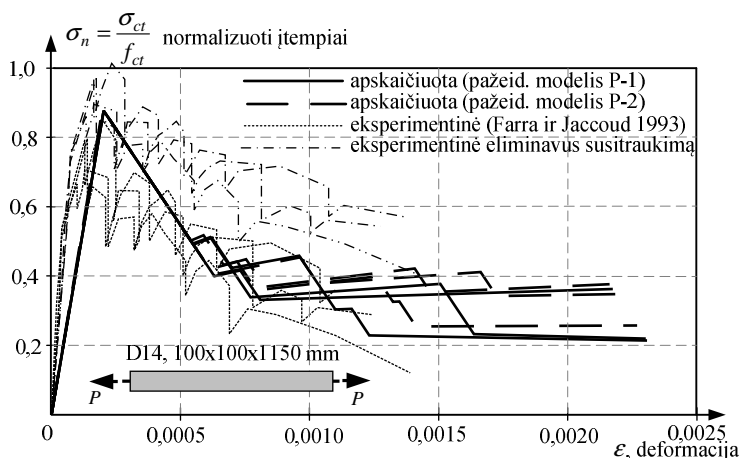
**Fig. 3.32.** Load-strain diagram of reinforced concrete element ( $\varnothing 14$ , 100x100) taking into account influence of damage zones



**3.33 pav.** Gelžbetoninio elemento ( $\varnothing 20$ , 100x100) apkrovos ir deformacijų diagrama, įvertinus pažeidimo zonos įtaką

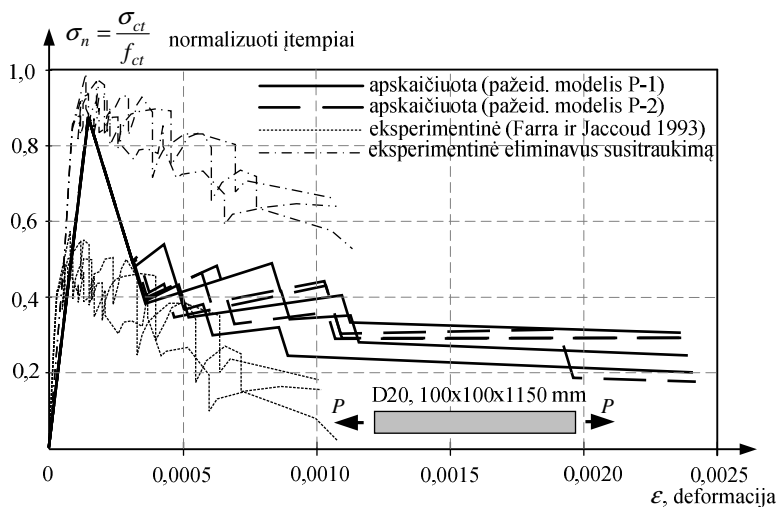
**Fig. 3.33.** Load-strain diagram of reinforced concrete element ( $\varnothing 20$ , 100x100) taking into account influence of damage zones





**3.34 pav.** Gelžbetoninio elemento (Ø14, 100x100) normalizuotų vidutinių įtempių ir deformacijų diagrama, įvertinus pažeidimo zonos įtaką

**Fig. 3.34.** Normalized average stress – strain diagram of reinforced concrete element (Ø14, 100x100) taking into account influence of damage zones



**3.35 pav.** Gelžbetoninio elemento (Ø20, 100x100) normalizuotų vidutinių įtempių ir deformacijų diagrama, įvertinus pažeidimo zonos įtaką

**Fig. 3.35.** Normalized average stress-strain diagram of reinforced concrete element (Ø20, 100x100) taking into account influence of damage zones

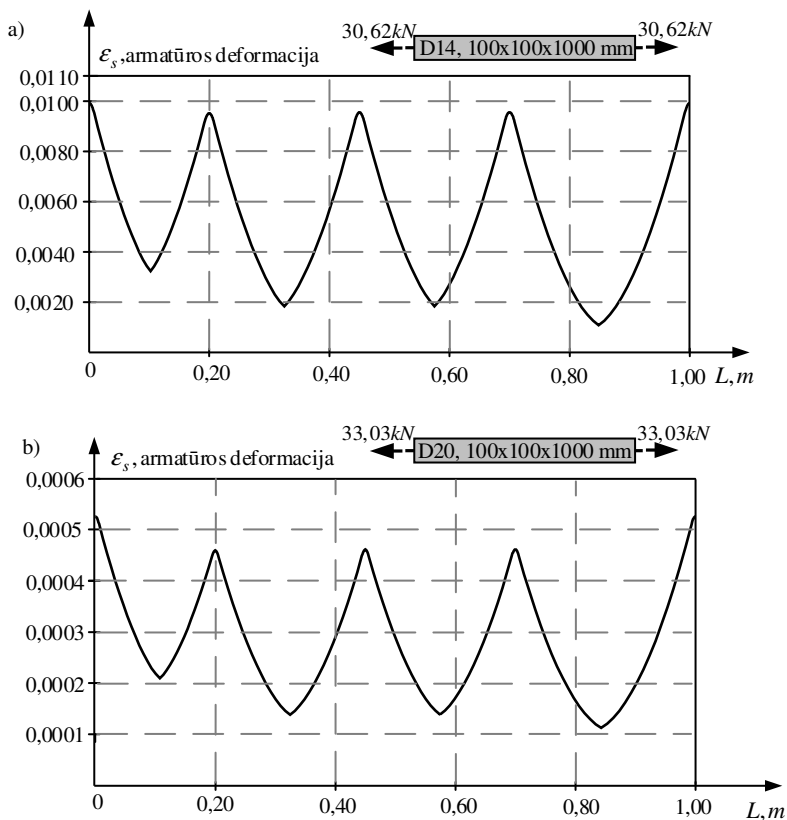
Didesnių skirtumų taip pat nebuvo pastebėta nagrinėjant vidutinius atstumus tarp plyšių. Taikant P-1 modelį, gautas atstumas tarp plyšių,  $\varnothing = 20$  mm skersmens strypais armuotiems elementams, sudarė  $Sr.vid = 125$  mm,  $\varnothing = 14$  mm skersmens strypais, atitinkamai  $Sr.vid = 143$  mm. Taikant P-2 modelį, gautas vidutinis atstumas tarp plyšių sudarė:  $\varnothing = 20$  mm skersmens elementams –  $Sr.vid = 119$  mm,  $\varnothing = 14$  mm skersmens elementams –  $Sr.vid = 139$  mm. Naudojantis Farra ir Jaccoud (1993) eksperimentiniais tyrimais vidutinės atstumo tarp plyšių reikšmės  $\varnothing = 20$  mm skersmens strypais armuotiems elementams, sudarė  $Sr.vid = 141$  mm,  $\varnothing = 14$  mm skersmens strypais, atitinkamai  $Sr.vid = 163$  mm.

*Betono įtempių perdavimo plyšyje įtaka tempiamųjų gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformacijų procesui*

Įtempių perdavimo plyšyje įtakai įvertinti buvo pasirinktos to paties skerspjūvio ploto ir ilgio (100x100x1150 mm) prizmės. Buvo nagrinėti du skirtingi armavimo procentai:  $\rho = 1,54$  ir  $3,14$  % (atitinkamai prizmės armuotos  $\varnothing = 14$  ir  $20$  mm skersmens strypais). Skaičiavimams buvo taikomas P-2 pažeidimo zonos modelis.

Gauti rezultatai parodė, kad žymesnės įtakos apskaičiuotoms vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų diagramoms, įtempių perdavimo plyšyje efektas, turi tik esant palyginti dideliems armavimo procentams ( $\rho = 3,14$  %). Šį efektą galima paaiškinti tuo, kad silpnai armuotuose elementuose pleišėjimo stadijoje yra pasiekiami didesni plyšio pločiai, kartu perduodami ženkliai mažesni įtempiai, lyginant su stipriai armuotais elementais. Aukštose apkrovos stadijose, atsiveriantys plyšio pločiai pasiekia tokias reikšmes, kai betonas nebėgi perduoti įtempių ( $w > 0,16$  mm) ir apskaičiuotos vidutinių deformacijų diagramos priartėja viena prie kitos.

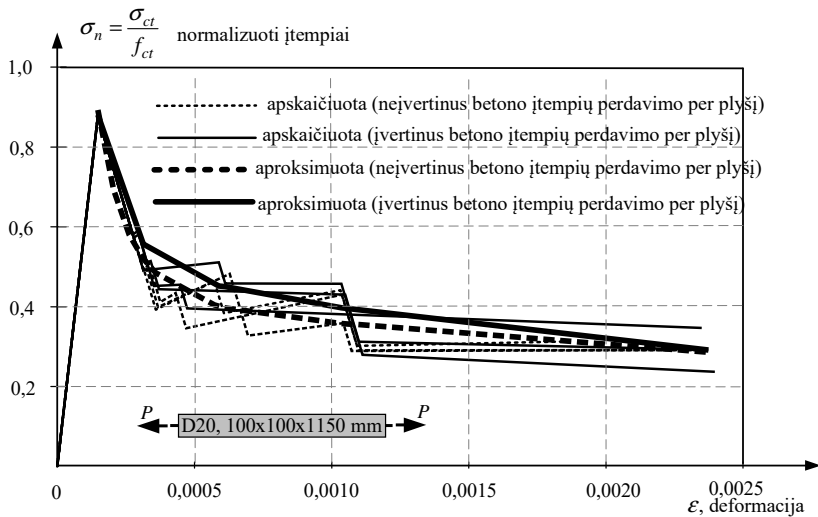
Didesnis elementų standumas plyšių formavimosi stadijoje gali būti gerai matomas nagrinėjant teorines armatūros deformacijų pasiskirstymo kreives (3.36 pav.). Šioje diagramoje pateiktos sumodeliuotos armatūros deformacijų kreivės skirtingo armavimo procento elementams, esant panašiam apkrovos lygmeniui. Kaip galima pastebėti, didesnio armavimo procento elemente armatūros deformacija plyšyje tampa ženkliai mažesnė nei kraštiniame pjūvyje. Dėl betono įtempių perdavimo plyšyje, plyšio vietoje sumažėja jėga tenkanti armatūrai kartu ir armatūros deformacija. Taip pat mažėja vidutinė elemento deformacija ir gaunamas didesnis viso elemento standumas. Be to, galima pastebėti, kad dėl įtempių perdavimo plyšyje įtakos armatūros deformacijų pasiskirstymo diagramos tampa nesimetrinės – centras persislenka link to plyšio, kuriame perduodami didesni įtempiai (mažesnis plyšio plotis).



**3.36 pav.** Armatūros deformacijų pasiskirstymas elemento ilgyje: a) elemento armavimo procentas 1,54 %; b) elemento armavimo procentas 3,14 %

**Fig. 3.36.** Reinforcement strain distribution in element: a) reinforcement ratio 1.54 %; b) reinforcement ratio 3.14 %

Nagrinėjant elementų pleišėjimo pobūdį nebuvo pastebėta didesnės įtempių perdavimo plyšyje įtakos gaunamiems atstumams tarp plyšių. Atliekant skaičiavimus, nevertinant betono įtempių perdavimo plyšyje, apskaičiuotas atstumas tarp plyšių sudarė:  $\varnothing=20$  mm skersmens elementams  $Sr, vid = 119$  mm,  $\varnothing=14$  mm skersmens elementams  $Sr, vid = 139$  mm. Įvertinus betono įtempių perdavimą plyšyje buvo gauti tokie rezultatai:  $\varnothing=20$  mm skersmens elementams  $Sr, vid = 118$  mm,  $\varnothing=14$  mm skersmens elementams  $Sr, vid = 137$  mm. Tokius gautus rezultatus galima paaiškinti tuo, kad dėl įtempių perdavimo plyšyje pasikeičia tik apkrova plyšių atsivėrimo metu, bet ne plyšių skaičius. Be to, didėjant apkrovai įtempių perdavimas plyšyje tampa vis mažesnis ir nebeturi įtakos tolesniam elemento pleišėjimui (žr. 3.37 pav.).



**3.37 pav.** Gelžbetoninio elemento (Ø20, 100x100) vidutinių įtempių ir deformacijų diagrama, įvertinus betono įtempių perdavimo plyšyje įtaką

**Fig. 3.37.** Average stress-strain diagram of reinforced concrete element (Ø20, 100x100) taking into account influence of tension softening

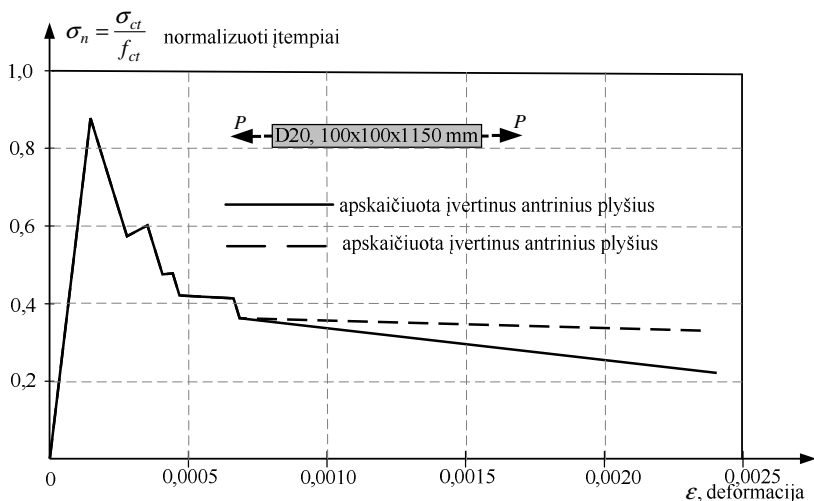
### *Antrinių plyšių įtaka tempiamųjų gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformacijų procesui*

Atliekant skaičiavimus su skirtingais pažeidimo zonų modeliais buvo pastebėta, kad pasiekus aukštas deformacijų stadijas ( $\epsilon > 0,0015$ ), kai kuriais skaičiavimo atvejais teorinis elemento standumas ne mažėjo, bet liko pastovus arba nežymiai didėjo. Tai iš principo prieštarauja stebimai eksperimentinei elgsenai (Wu ir Gilbert 2009; Farra ir Jaccoud 1993). Mažėjantis elemento standumas iš dalies gali būti paaiškintas antrinių plyšių atsivėrimu, kaip buvo parodyta 3.2.2 skirsnyje. Be to, atliekant eksperimentinius tyrimus buvo pastebėtas armatūros deformacijų „suplokštėjimas“ elemento viduryje (2.15–2.17 pav.), taip pat netiesiogiai įrodantis antrinių plyšių atsivėrimą ir blogėjantį armatūros ir betono sukibimą.

Šiems efektams supaprastintai įvertinti buvo iškelta prielaida apie vidurinę elemento zoną, kurioje neveikia sukibimo įtempiai. Ši zona buvo modeliuojama esant aukštesniems apkrovos lygmenis, remiantis atliktais eksperimentiniais tyrimais ir baigtinių elementų metodu gautais rezultatais. Baigtinių elementų metodu buvo nustatyta, kad didėjant apkrovai armatūros deformacija ties atsiveriančiais antriniais plyšiais didėja. Tai parodo kontakto zonos pažeidimą ir blogėjantį armatūros ir betono sukibimą, didėjant apkrovai. Įtempių perdavimo

algoritme buvo priimta, kad vidurinės zonos dydis esant irimo apkrovai pasiekia 60 mm (žr. 3.21 pav.).

Vidutinių deformacijų ir vidutinių įtempių diagramos, kuriose į skaičiavimo algoritmą įtraukta vidurinė zona, pateiktos 3.38 paveiksle.



**3.38 pav.** Gelžbetoninio elemento (Ø20, 100x100) vidutinių įtempių ir deformacijų diagrama, įvertinus betono įtempių perdavimo plyšyje bei antrinių plyšių įtaką

**Fig. 3.38.** Average stress-strain diagram of reinforced concrete element (Ø20, 100x100) taking into account influence of tension softening and secondary cracking

Iš gautų rezultatų galima pastebėti, kad tamprųjų deformacijų ir pleišėjimo stadijose gautos diagramos sutapo. Esant didesnėms deformacijoms ( $\varepsilon > 0,001$ ) plintanti vidurinioji zona pamažu mažino elemento standumą ir buvo gautas eksperimentams būdingas betono vidutinių įtempių kritimas, esant dideliems deformacijos lygmenims.

### 3.3. Trečiojo skyriaus išvados

Apibendrinant trečiojo skyriaus rezultatus galima teigti, kad:

1. Modeliuojant trumpus gelžbetoninius elementus galima nustatyti unikalų armatūros ir betono sąveikos modelį tiek centrinėje, tiek pažeidimo zonose. Tokiu būdu galima gauti mechanine prasme pagrįstus armatūros ir betono sąveikos parametrus.

2. Sukibimo įtempių ir slinkties dėsnis priklauso nuo armatūros skersmens. Esant tai pačiai slinkties reikšmei, didesnio skersmens armatūros strypuose pasiekiami mažesni sukibimo įtempiai.
3. Pasirinktas sukibimo įtempių kitimo modelis pažeidimo zonoje nulemia armatūros deformacijų pasiskirstymą šalia atsiveriančių plyšių, bet neturi didesnės įtakos gelžbetoninio elemento vidutinėms deformacijos ir pleišėjimo procesui. Taikant kintamų sukibimo įtempių kitimo pažeidimo zonoje modelį (P-2), gaunamas eksperimentiniams duomenims artimesnis armatūros deformacijų pasiskirstymas elemento ilgyje.
4. Sukibimo įtempių perdavimo plyšyje reiškinyis turi įtakos stipriai armuotų elementų ( $\rho > 2\%$ ) vidutinių betono įtempių ir vidutinių deformacijų diagramoms. Dėl betono įtempių perdavimo plyšyje, plyšio vietoje sumažėja armatūros deformacija ir didėja elementų standumas. Įtempių perdavimo plyšyje reiškinyis iš dalies pakeičia elementų pleišėjimo pobūdį: pasikeičia apkrova plyšių atsivėrimo metu, tačiau galutinis plyšių skaičius lieka mažai pakitęs.
5. Sukibimo pažeidimas gali vykti ne tik kraštinėse, bet ir viduriniojoje elemento zonoje. Esant didesnėms deformacijoms ( $\varepsilon > 0,001$ ) plintanti vidurinioji zona pamažu mažina elemento standumą ir gaunamas eksperimentams būdingas betono vidutinių įtempių kritimas esant didelėms deformacijos lygmenims.

---

## Bendrosios išvados

Apibendrinus šio disertacinio darbo rezultatus galima teigti, kad:

1. Tikslus armatūros deformacijų nustatymas trumpuose tempiamuose gelžbetoniniuose elementuose leidžia nustatyti armatūros ir betono sąveikos modelio parametrus bei įtempių kitimą pažeidimo zonoje. Tokiu būdu galima gauti mechanine prasme grįstus armatūros ir betono sąveikos parametrus.
2. Strypinės armatūros deformacijos gali būti išmatuojamos tiek optiniais, tiek tenzometriniais jutikliais. Dėl specifinės bandinių paruošimo technologijos tenzometriniai davikliai tinkami naudoti didesnio skersmens ( $\varnothing > 16$  mm) strypų deformacijoms išmatuoti. Optiniais jutikliais deformacijas galima išmatuoti ir mažo skersmens ( $\varnothing < 12$  mm) strypuose.
3. Taikant šiame darbe pasiūlytus sukibimo įtempių ir slinkties modelio parametrus (nuo skersmens priklausantį sukibties standumą apibrėžiantį dydį  $\alpha$ ) bei pažeidimo zonos modelį galima tiksliai įvertinti tiek armatūros deformacijų kitimą elemento ilgyje, tiek visą gelžbetoninio elemento pleišėjimo ir deformavimosi procesą.
4. Sukurta skaitinė gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir deformacijų analizės programa leidžia įvertinti sudėtingus armatūros ir betono sąveikos aspektus: betono įtempių perdavimo plyšyje reiškinį, sukibimo pažeidimą ruožuose greta atsiveriančių plyšių, antrinių plyšių plitimą.

5. Antrinių plyšių plitimas gelžbetoninio elemento viduje gali būti prognozuojamas baigtinių elementų metodu. Baigtinių elementų metodas įvertina tempiamojo betono pažeidimus elemento ruožuose šalia plyšių ir blokų, kuriuos riboja gretimi plyšiai, vidurinėse dalyse. Dėl šių pažeidimų sumažėja armatūros perduodami įtempiai betonui: tuo būdu sumažėja armatūros deformacijų pokyčiai atitinkamuose ruožuose, t. y. armatūros deformacijų profiliai „plokštėja“.
6. Trumpų tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentiniai tyrimai parodė, kad armatūros ir betono sukibimo įtempiai, atitinkantys tą pačią slinktį, didėja, mažėjant strypo skersmeniui. Koeficientas  $\alpha$ , apsprendžiantis sukibimo įtempių dydį, sumažėja 48 %, strypo skersmeniui kintant nuo Ø25 mm iki Ø10 mm.
7. Šalia plyšių išskirtose pažeidimo zonose sukibimo įtempiai, atitinkantys tą pačią slinktį, yra mažesni nei įtempiai kituose elemento ruožuose.
8. Sukibimo įtempių pažeidimų lygis laipsniškai mažėja, tolstant nuo plyšio.



---

## Literatūra ir šaltiniai

Abrams, D. A. 1913. Tests of bond between concrete and steel.

Abrams, D. A. 1925. Studies on Bond Between Concrete and Steel, *Structural materials research laboratory*.

ACI Committee 318: Building code requirements for structural concrete. *ACI 318-08 and Commentary*. ACI, Farmington Hills, Michigan, 2008.

Baena, M. 2010. Study of bond behaviour between FRP reinforcement and concrete. Doctoral dissertation. University of Girona.

Balazs, G. L. 1993. Cracking analysis based on slip and bond stresses, *ACI Materials Journal* 90(4): 340–348.

Beeby, A. W. 2005. The influence of the parameter  $\phi/\rho_{eff}$  on crack widths, *Structural Concrete* 6(4): 155–165.

Casanova, A.; Jason, L.; Davenne, L. 2012. Bond slip model for the simulation of reinforced concrete structures, *Engineering Structures* 39: 66–78.

Daoud, A.; Maurel, O.; Laborderie, C. 2013. 2D mesoscopic modelling of bar–concrete bond, *Engineering Structures* 49: 696–706.

Elfgren, L.; Noghabai, K. 2002. Tension of reinforced concrete prisms. Bond properties of reinforcement bars embedded in concrete tie elements. Summary of a RILEM

roundrobin investigation arranged by *TC 147-FMB Fracture Mechanics to Anchorage and Bond, Materials and Structures* 35(6): 318–325.

Eligehausen, R.; Popov, E. P.; Bertero, V. V. 1982. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations.

Fantilli, A. P.; Ferretti, D.; Iori, I.; Vallini, P. 1998. Flexural deformability of reinforced concrete beams, *ASCE Journal of Structural Engineering* 124(9): 1041–1049.

Farra, B.; Jaccoud, J. P. 1993. Influence of concrete and reinforcement on cracking of concrete structures. Test Report. of Short-Term Imposed Strains on Ties, IBAP, Pub.140, Lausanne, Switzerland. 436 p.

Gilbert, R. I.; Wu, H. Q. 2008. An experimental study of tension stiffening in reinforced concrete members under short term and long-term loads, UNICIV report No. R-449. Sydney: University of New South Wales. 32 p.

Hordijk, D. A. 1992. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. Heron, 37(1).

Hong, S.; Park, S. K. 2012. Uniaxial bond stress-slip relationship of reinforcing bars in concrete, *Advances in Materials Science and Engineering*, 2012.

Houde, J. 1973. Study of force-displacement relationships for the finite-element analysis of reinforced concrete. Doctoral dissertation, McGill University.

Jakubovskis, R. 2015. Suderintas gelžbetoninių elementų pleišėjimo, deformacijų ir sukibimo modeliavimas. Daktaro disertacija. Vilnius: Technika, 2015

Jendele, L.; Cervenka, J. 2006. Finite element modelling of reinforcement with bond, *Computers & Structures* 84(28): 1780–1791.

Kanakubo, T.; Sato, Y.; Uchida, Y.; Watanabe, K.; Shima, H. 2012. Japan Concrete Institute TC activities on bond behavior and constitutive laws in RC (Part 3. Application of constitutive laws for FEA), *Bond in Concrete 2012—General Aspects of Bond*: 105–112.

Kankam, C. K. 1997. Relationship of bond stress, steel stress, and slip in reinforced concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering* 123(1): 79–85.

Knuth, D. E. 1998. The art of computer programming: sorting and searching (Vol. 3). Pearson Education.

Kwak, H. G.; Ha, S. J. 2006. Non-structural cracking in RC walls: Part II. Quantitative prediction model, *Cement and Concrete Research* 36(4): 761–775.

Maekawa, K.; Pimanmas, A.; Okamura, H. 2003. Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete. London and New York: Spon Press. 721 p.

Marti, P.; Alvarez, M.; Kaufmann, W.; Sigrist, V. 1998. Tension chord model for structural concrete, *Structural Engineering International* 8(4): 287–298.

Model Code 2010-First complete draft, Vol. 1: Model Code. Vol. 55. *fib Federation Internationale du Beton*, 2010.

Ngo, D.; Scordelis, A. C. 1967. Finite element analysis of reinforced concrete beams, *ACI Journal Proceedings* 64(3): 152–163.

Mains, R. M. 1951. Measurement of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars. In *Journal Proceedings* Vol. 48, No. 11, pp. 225–252.

Oehlers D.J.; Visintin P.; Haskett M. Consequences and solutions to our abysmal neglect of bond-slip behaviour in reinforced concrete, In: *Bond in Concrete 2012, Proceedings of the Fourth Bond in Concrete Conference: Bond, Anchorage, Detailing*, Brescia, Italy, 17–20 June 2012. p. 39–46.

Perez Caldentey, A.; Corres Peiretti, H.; Peset Iribarren, J.; Giraldo Soto, A. 2013. Cracking of RC members revisited: influence of cover,  $\phi/p_{sef}$  and stirrup spacing—an experimental and theoretical study, *Structural Concrete* 14(1): 69–78.

Salem, H.; Maekawa, K. 1999. Spatially averaged tensile mechanics for cracked concrete and reinforcement in highly inelastic range, *Concrete library of JSCE* 34: 151–169.

Santos, J.; Henriques, A. A. 2015. New finite element to model bond–slip with steel strain effect for the analysis of reinforced concrete structures, *Engineering Structures* 86: 72–83.

Scott, R. H.; Gill, P. A. T. 1987. Short-term distributions of strain and bond stress along tension reinforcement. *The Structural Engineer* 65(2): 39–43.

Shima, H., Chou, L., Okamura, H. 1987. Micro and macro models for bond in RC, *Journal of The Faculty of Engineering* 39(2): 133–194

Somayaji, S.; Shah, S. P. 1981. Bond stress versus slip relationships and cracking response of tension members, *ACI Journal Proceedings* 78(3): 217–225.

Wenkenbach, I. 2011. Tension Stiffening in Reinforced Concrete Members with Large Diameter Reinforcement. Doctoral dissertation, Durham University.



---

# Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema sąrašas

## **Straipsniai recenzuojamuose mokslo žurnaluose**

Jakubovskis, R., Kaklauskas, G., Gribniak, V., Weber, A. and Juknys, M. 2014. Serviceability analysis of concrete beams with different arrangements of GFRP bars in the tensile zone. *Journal of Composites for Construction*, ISSN 1090-0268. Vol. 18, no. 5, p. 1–10.

Sokolov, A., Kaklauskas, G., Jakubovskis, R., Juknys, M., Kliukas, R., Ng, P. L. and Gribniak, V. 2016. Experimentai investigation of tensionstiffening in RC ties. *Advances in Material Science and Engineering*, ISSN 1687-8434. Vol. 2016, p. 1–8.

Jakubovskis, R., Juknys, M. 2016a. Cracking and Deformation Modelling of Tensile RC Members Using Stress Transfer Approach. *Science – Future of Lithuania*, ISSN 2029-2341. T. 8, Nr. 5, p. 499–503.

Jakubovskis, R., Juknys, M. 2016b. Finite element modelling of bond in Reinforced concrete elements. *Science – Future of Lithuania*, ISSN 2029-2341. T. 8, Nr. 5, p. 504–508.

## **Straipsniai kituose leidiniuose**

Kaklauskas Gintaris; Gribniak Viktor; Jakubovskis Ronaldas; Juknys Mantas. Experimental validation of different approaches in modelling tensionstiffening of bending

members reinforced with steel and GFRP bars. 4th International Symposium "*Bond in Concrete 2012*". Brescia, Italy, June 17–20, 2012 / University of Brescia (Italy), Heriot-Watt University (UK). Vol. 2. Brescia: University of Brescia, 2012. ISBN 9788890707834, p. 835–842.

Jakubovskis Ronaldas; Juknys Mantas. Discrete crack software "ROMA" for analysis of RC members in tension. 15-osios Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencijos "*Mokslas – Lietuvos ateitis*" teminės konferencijos "Statyba" 2012 m. kovo 22–24 d. straipsnių rinkinys. Vilnius: Technika, 2012. ISSN 2029-7149, p. [1–4].

Jakubovskis Ronaldas; Kaklauskas Gintaris; Juknys Mantas; Gribniak Viktor. Serviceability analysis of reinforced concrete members based on stress transfer approach. *Procedia Engineering. 11th international conference on modern building materials, structures and techniques (MBMST)*, May 16–17, 2013, Vilnius, Lithuania. Amsterdam: Elsevier Science Ltd. ISSN 1877-7058. Vol. 57 (2013), p. 450–455.

Kaklauskas Gintaris; Jakubovskis Ronaldas; Juknys Mantas; Gribniak Viktor. A new approach in bond modelling of reinforced concrete members. *Mechanika'2015: proceedings of the 20th international scientific conference*, 23, 24 April, 2015a, Kaunas University of Technology, Lithuania. Kaunas: Kauno technologijos universitetas, 2015. ISSN 1822-2951, p. 126–134.

Kaklauskas Gintaris; Ramanauskas Regimantas; Jakubovskis Ronaldas; Gribniak Viktor; Juknys Mantas. A new method for formulating crack spacing models of RC ties. *Proceedings of the second international conference on performance-based and life-cycle structural engineering (PLSE 2015)*, 9–11 December 2015 Brisbane Convention & Exhibition Centre, Australia. Brisbane: The University of Queensland, The Hong Kong Polytechnic University, 2015b. ISBN 9781742721477, p. 620–629.

---

# Summary in English

## Introduction

### Problem formulation

Reinforced concrete is the building material widely used in Lithuania and all around the world. Versatility (suitable for various loaded, different geometric-shaped structures), durability, low price and low maintenance costs, affected spread of RC structures. One of the largest RC weakness is cracking caused by external effects. Cracking does not only affect the influence on low stiffness of the structure, but also have a significant effect to the building durability. Water, aggressive chemical materials and gases entering into the crack, cause reinforcement corrosion and can quickly damage the building.

Cracking analysis of RC is one of the most complicated tasks in structural mechanics. Even using modern numerical methods of structural analysis, it is difficult to predict real cracking character. The complexity of the problem arises from the effects of creep, relaxation, shrinkage, scale factor, micro cracking and interaction between reinforcement and concrete. The interaction between reinforcement and concrete has the largest effect on cracking. Present work focuses in analysis methods for accurate prediction of cracking behavior of RC elements.

### Relevance of the thesis

Reinforced concrete (RC) is a composite material consisting of concrete and reinforcement. RC structures play a major role in modern construction industry. Different purpose and complexity structures are built from this material. First RC buildings were built in

the end of the XIX age. The first 16 story RC building, standing up to these days was constructed in the United States in the beginning of the XX age.

Nowadays engineers face the increasing architectural and structural challenges like complex construction forms, large spans of structures (slabs, roofs), small amount and slender support structures. Stiffness of RC structures has a big impact on the mentioned structural solutions. Stiffness is important in two ways: 1) it determines the cross-section of the element considering the serviceability limit state; 2) affects the distribution of forces in structural elements of the entire building.

Tension and bending stiffness of the RC elements largely dependent on concrete shrinkage, creep and cracking. In this respect, prediction of cracking behavior of RC element is one of the most difficult tasks. A RC element cracks due to low tensile strength of concrete. Concrete tensile strength is several times smaller compared to steel reinforcement. There is also a several times difference between concrete and steel modules of elasticity. Cracking behavior of RC mainly depends on the interaction between concrete and steel – bond stresses. Although the interaction between reinforcement and concrete has been studied for more than 100 years, a reliable interaction model is still not found. Furthermore, errors reaching more than one hundred percent are common in crack width analysis in RC structures.

Experimental investigations and analytical calculations are performed in the present work for more accurate evaluation of cracking and deformation behaviour of RC structures. Different aspects of interaction between reinforcement and concrete were studied (bond stresses, reinforcement slip, secondary crack formation, damage of localized contact area between concrete and steel bars near the crack).

## **Research object**

This dissertation analyzes reinforced concrete cracking and deformation behaviour, reinforcement and concrete interaction. Although experimental and numerical research is limited to tension elements, the results can also be applied for bending and eccentrically compressed elements with tensile cross-sectional area.

## **Objective of the thesis**

To develop numerical simulation algorithm, adequately describing the cracking and deformation process of tensile RC members.

## **Tasks of the thesis**

In order to achieve objective, the following tasks have to be carried out:

1. To analyze the reinforcement and concrete interaction models and discrete cracking algorithms published in the literature.
2. To perform experimental investigation on reinforced concrete short tensile elements, determining the strain distribution in the reinforcement over the length of the RC element.
3. Propose the modelling parameters for adequate representation of reinforcement and concrete interaction.



4. To develop a RC discrete crack algorithm. To perform a parametric analysis evaluating the influence of damage zones, tension softening and bond parameters on crack width and average deformation of the element.
5. To adapt the proposed parameters of reinforcement and concrete interaction model in the developed algorithm.
6. Check the adequacy of the developed algorithm, and compare the calculation results with the experimental results published in the literature.

### **Research methodology**

Analytical, numerical and experimental methods were applied in the present research. Reinforcement strain distribution between cracks was measured in the experimental program using strain gauges and optical sensors. Analytical methods were used for derivation of concrete and reinforcement interaction parameters. Numerical modelling was used for simulation of experimental ties using iterative, finite element and convergence methods.

### **Scientific novelty of the thesis**

Scientific novelty obtained from this thesis can be formulated as follows:

1. New experimental data on reinforcement and concrete interaction was obtained. Using strain gauges and optical sensors, longitudinal reinforcement strain profile was determined in tensile RC elements. Experimental tensile tests of short reinforced concrete elements, unlike traditional pull-out tests, more realistically represents the interaction mechanics. From the tensile tests it is not only possible to obtain real reinforcement strain profiles and bond stresses profiles, but also monitor changes in the so-called damage zones where bond stresses decrease due to concrete damage. Only a few similar studies were performed in the world so far. To the Author's knowledge are no studies where less than 12 mm diameter reinforcement strain profile was measured in the bars. In present study, reinforcement strain profile was determined in 10 mm diameter bars using optical sensors.
2. Discrete cracking algorithms and computer programs were developed, which are able to simulate complex behavior of reinforced concrete structural elements: damage zones, concrete tension softening, stochastic crack formation.
3. Based on the experimental research, reinforcement and concrete interaction parameters were proposed. The damage zone model which takes into account reinforcing bar diameter and bar deformation level was also proposed in the present Thesis.

### **Practical value of the research findings**

Experimental studies allow evaluating the reinforcement and concrete interaction process more accurately. The obtained experimental reinforcement strain deformation profiles may be used for cracking analysis of flexural RC elements, considering different reinforcement and concrete interaction zones.

Proposed algorithms and analysis programs may be used for cracking prediction of flexural elements, considering the effective tensile zone. This method can be applied not

only for steel bars reinforced concrete structures, but also to the elements reinforced with fiber and composite reinforcement. The analysis program can also be used to evaluate tension stiffening of RC elements. Although RC tension elements in practice are not common, a tensile action may occur at certain load combinations of modern structures systems.

### Defended statements

The following statements are defended:

1. Under given slip, bond stresses within the damage zone located in the vicinity of the primary cracks are smaller compared to other sections of the member.
2. Damage level of bond gradually decreases moving away from the crack.
3. The damage zone length is directly proportional to the reinforcement deformation in the crack and bar diameter.
4. Reinforcement and concrete bond stress, corresponding to the same reinforcement slip, increases with decreasing bar diameter.
5. Applying the proposed reinforcement and concrete interaction and damage zone models in the developed numerical algorithms, it is possible accurately predict cracking and deformation process of RC tensile elements.

### Approval of the research findings

Four scientific articles were published on the topic of the dissertation (2 from them included in ISI Web of Science international databases).

Five articles were published in conference proceedings.

1. 4th International conference *Bond in Concrete*, Brescia, Italy, 2012.
2. 15th Conference of *Young Lithuanian Scientists Science – the Future of Lithuania*, Vilnius, Lithuania, 2012.
3. 11th International conference *Modern Building Materials, Structures and Techniques*, Vilnius, Lithuania, 2013.
4. 20th International conference *Mechanika 2015*, Kaunas, Lithuania, 2015.
5. 2th International conference *Performance-based and life-cycle structural engineering* (PLSE 2015). Australia, Brisbane, 2015.

### Structure of the thesis

The dissertation consists of introduction, three Chapters, general conclusion and a list of references, resources and publications of the author on the topic of the dissertation, abstract in English. The total scope of dissertation – 90 pages, 23 equations, 1 table and 72 references.

### Acknowledgements

Author expresses his gratitude to the supervisor of the scientific work, head of the Department of Bridges and Special Structures Prof Dr Habil Gintaris Kaklauskas for advice and assistance in preparing the dissertation.

For the help and friendship during the PhD studies the author expresses gratitude to the staff of the Department of Bridges and Special Structures: dr Eugenijus Gudonis,

doc. dr Ronaldas Jakubovskis and PhD students. The author also expresses his gratitude to the Lithuanian Science Council for the financial support during the PhD studies.

## **1. Literature review on cracking and deformation of reinforcement concrete structures**

First deflection analysis methods of RC structures have been adopted from steel structures, and were based on linear elastic material behavior. Under this assumption, deflection can be calculated accurately only up to the cracking stage. When cracks develop in a RC element, average reinforcement and concrete deformations increase. Deflections of structural element may several times exceed the ones estimated by the linear elastic behavior assumption. On the other hand, completely ignoring the tensile concrete between the cracks the deflection may be significantly overestimated, especially in lightly reinforced elements (Gribniak et al. 2013).

According to the classical RC cracking and deformation theory, in a cracked section all the tensile load is taken by the reinforcement. While moving away from the crack, due to bonding between concrete and reinforcement, concrete gradually takes the tension stresses from reinforcement. In specific distance between the cracks (as well as the entire bending element length) the curvature of each individual element section is different, and it becomes difficult to calculate the exact element deflection. The problem is complicated not only due to complex interaction between reinforcement and concrete, but also due to these concrete properties: creep, shrinkage, micro cracking, concrete tension softening (Maekawa 2003).

The techniques deflection and deformations analysis of RC structures can be divided into two main groups:

- Empirical and semi-analytical methods (Cholmianskij 1981; Balazs 1993). These methods are commonly used for design standards (EC2 2004; ACI 318 2008; SNIP (1994).
- Numerical methods (Jandele and Cervenka 2006; Wu and Gilbert 2009). These methods are more specific and often are used for scientific purposes.

The techniques of cracking analysis of RC structures can be also divided into two main groups:

- Classical calculation theory of the maximum crack width, and the distance between the cracks. This theory is based on a simplified interaction model between concrete and reinforcement (Saliger 1936; Beeby 2004). This theory is often applied in the current design codes (Model Code 2010, EC2).
- Alternative models of cracking concrete structures (Broms 1964; 1965a, 1965b). In these models concrete cover is a governing parameter in the cracking analysis.
- Numerical (finite element) methods. These methods are used for specific, non-standard applications. However, due to the complex cracking nature of RC structures, results obtained by numerical methods (width of the cracks, distance between cracks) often are less accurate in comparison to design methods (Santos and Henriques 2015).

In the present Thesis, strain profile of steel bars was experimentally measured for better evaluation of concrete and reinforcement interaction. From this profile bond stress

distribution over the length of the cracked element can be calculated indirectly. In this way it is possible to get all the other parameters characterizing the interaction between reinforcement and concrete: distribution of slip, bond stresses, strains and stresses in concrete (Maekawa et al. 2003). Using the technique developed by previous investigations (R. M. Mains 1951; Scott and Gill 1987; Wenkenbach 2011) reinforcement strain was measured without damaging contact zone between concrete and steel. This was done by milling bars, attaching internal sensors and glueing two reinforcement parts into one piece. The experimental program is described in the next Section.

## 2. Experimental studies on reinforcement and concrete interaction

Reinforcement strain variation along RC member without damaging the contact area between the concrete and reinforcement was measured in the experimental program. Experimental program consisted of two types of specimens - specimens where deformation was measured by strain gauges and specimens where deformation was measured by optical sensors. Optical sensor technology was used due to suitability of measuring the deformation in small diameter bars. Other specimens were measured using a strain gauge sensors due to their relatively low price. Reinforcement ratio in concrete specimens was selected according to the often occurring in practice, and varied from 0.78 ‰ to 2 ‰. Specimen's lengths were selected sufficiently short to avoid cracking during loading. The details of the experimental research are given in table S 2.1.

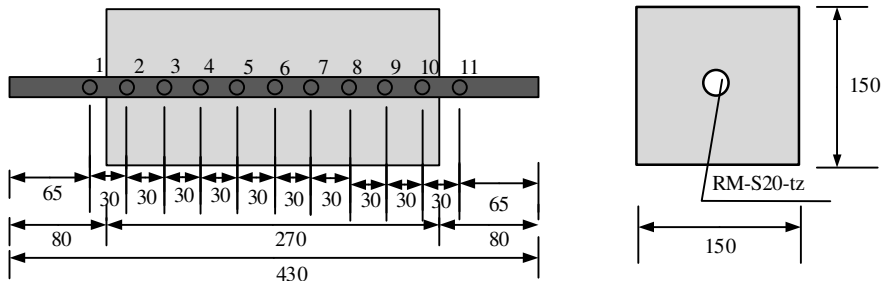
**Table S 2.1.** Experimental research program

With strain gauges					
Specimen name	Number of specimens	Length, mm	Cross-section. area, mm <sup>2</sup>	Bar diameter, mm	Concrete comp. strength, MPa
S-20-tz	3	270	150x150	20	45.5
S-16-tz	3	180+150	100x100	16	40.4
S-12-tz	3	185	100x100	12	40.4
With optical sensors					
S-12	1	260	100x100	12	36.8
S-20	1	260	100x100	20	36.8

The experimental program using strain gauge sensors was performed in two stages. The first stage consisted of three identical specimens (RM-S20-tz) with 20 mm diameter steel. Eleven strain gauges were attached along the reinforcement, as shown in Fig S 2.1. The selected specimen length was 270 mm.

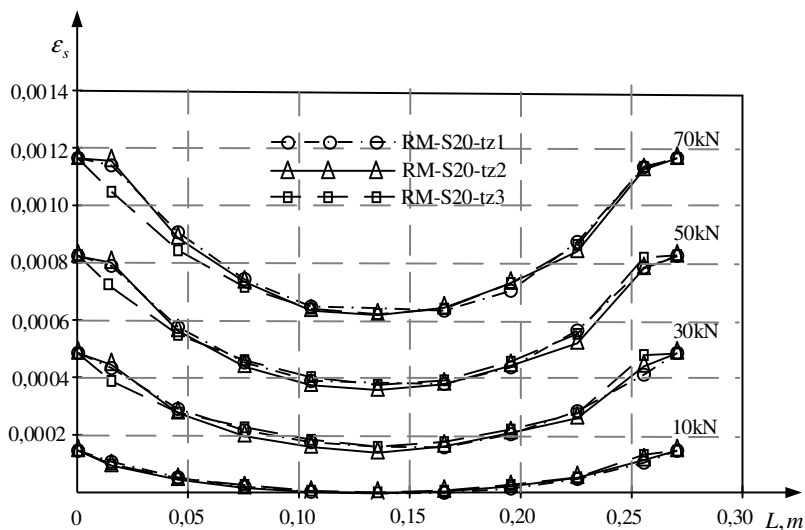
The second stage consisted of two specimen groups. The first group consisted of three identical specimens with reinforcement diameter 16 mm (RM-S16-tz), the second group consisted of three identical specimens with reinforcement diameter 12 mm (RM-S12-tz). In the first specimens group 11 strain gauges were glued on reinforcement. The selected length of concrete prisms was 180 and 150 mm. The prism was divided into two parts in order to avoid cracks in the reinforced concrete member at higher load levels. In

the second specimen group, 9 strain gauges were glued. The length of concrete prisms was 185 mm.

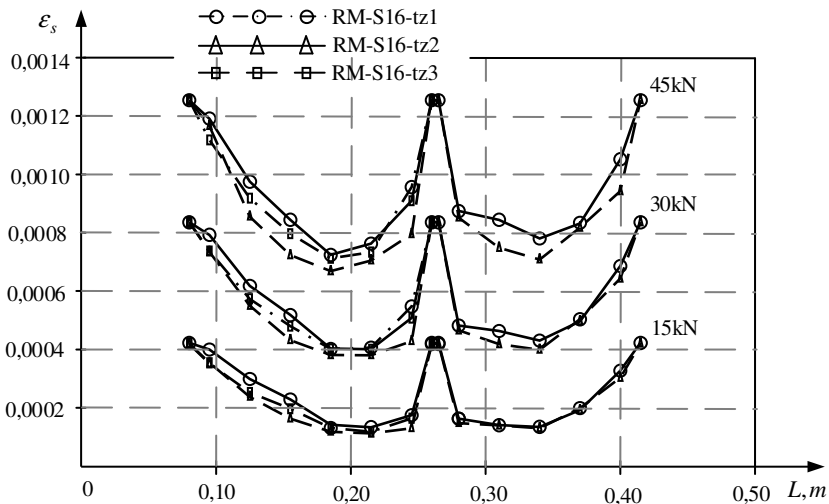


**Fig. S 2.1.** Experimental specimen RM-S20-tz

Analyzing the results shown in Fig. S 2.2 and Fig. S 2.3, it can be seen that at relatively small load values ( $P \approx 10$  kN) measured reinforcement deformation profile is smooth, close to the parabolic curve. At the higher load, the characteristic plateau may be noticed at the ends and the central part of the specimen (RM-S20-tz series of specimens). This indicates that bond of concrete and reinforcement is damaged in these zones. This can be explained by formation of internal cracks. As can be seen from Fig. S 2.2 and Fig. S 2.3, good agreement between identical specimen series was obtained, which confirms the reliability of the obtained experimental results.

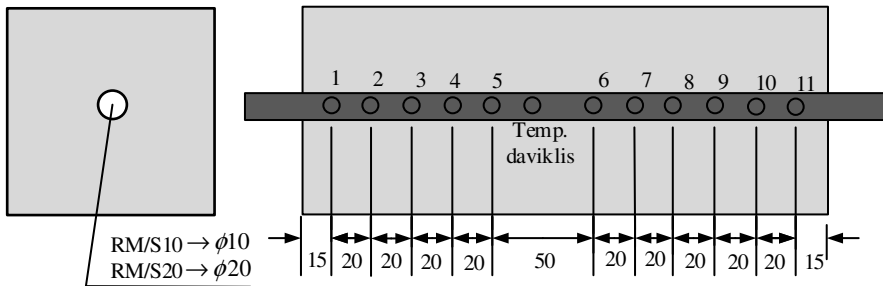


**Fig. S 2.2.** Reinforcement strain profiles of specimens RM-S20-tz1, RM-S20-tz2, RM-S20-tz3



**Fig. S 2.3.** Reinforcement strain profiles of specimens RM-S16-tz1, RM-S16-tz2, RM-S16-tz3

The experimental program using optical sensors, consisted of two specimens (RM-S10 ir RM-S20). The program was performed in cooperation with the Portuguese company "Fibersensing". Specimen RM-S20 had 20 mm diameter bar and 11 sensors, whereas 10 mm bars was used for specimen RM-S10. Length of both specimens was 260 mm (Fig. S 2.4).



**Fig. S 2.4.** Experimental specimens RM-S10 and RM-S20

The obtained results are shown in Fig. S 2.5. Reinforcement strain curve plateau is also characteristic at the edges and middle part of RC element (Fig. S 2.5., Fig. S 2.6.). As mentioned above, these effects may be explained by formation of secondary cracks and damage of reinforcement and concrete contact area.

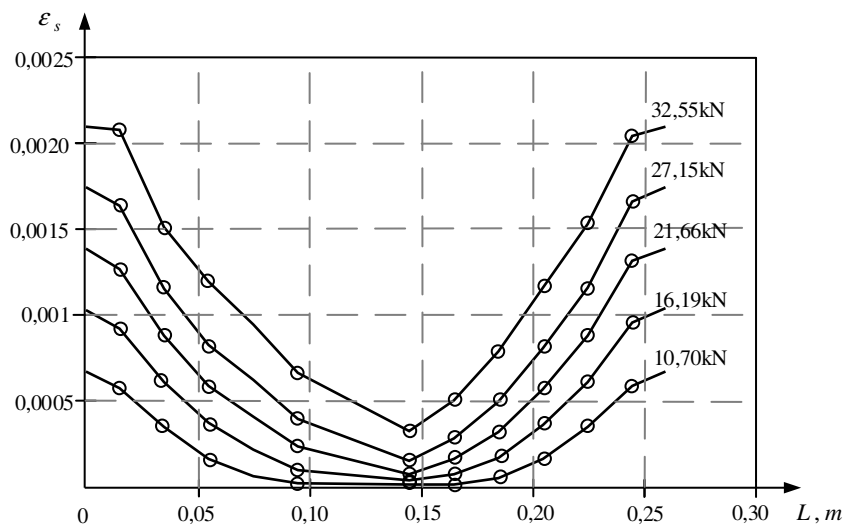


Fig. S 2.5. Reinforcement strain profiles of specimen RM-S10

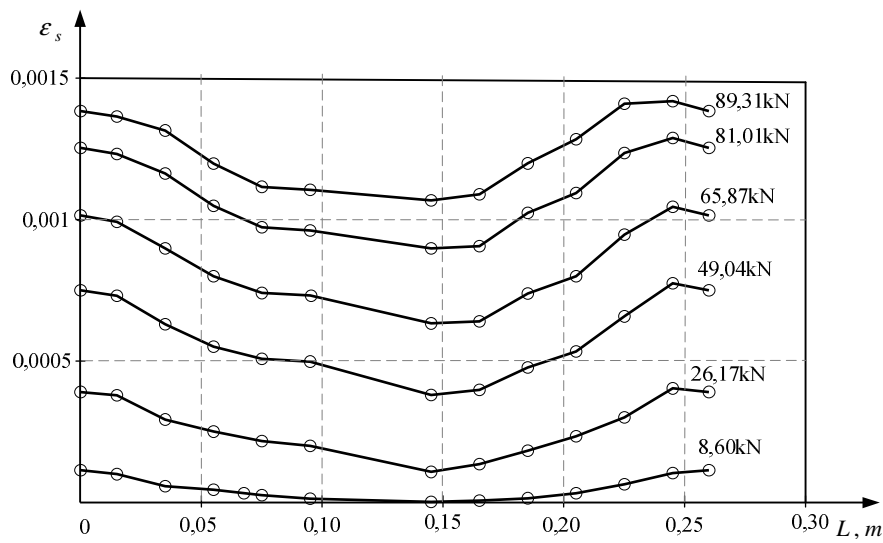


Fig. S 2.6. Reinforcement strain profiles of specimen RM-S20

### 3. Numerical modeling of reinforced concrete elements

The stress transfer approach based on the idealization of reinforcement and concrete interaction in terms of bond-slip behavior is one of the most versatile methods for serviceability analysis of RC structures. Crack development, stress and strain distribution of concrete and reinforcement along the length of the element as well as the crack width can be modeled using the stress transfer algorithms (Yankelevsky 2009). Based on the basic principles of stress transfer algorithm (Salem and Maekawa 1999), the author jointly with R. Jakubovskis have developed a numerical analysis program for cracking and deformation of RC tensile members (Jakubovskis and Juknys 2012). Using this program, cracking and deformation numerical studies on tensile RC members have been performed by Jakubovskis (2015). The author of the current study has further improved the numerical algorithm and additionally evaluated other aspects of RC structures behaviour: concrete tension softening, development of secondary cracks, different bond deterioration models in damage zones. Using the developed numerical model, the deformation and cracking behavior of various geometrical and loading conditions of RC elements may be simulated. Moreover, the developed program is universal and may simulate the interaction between different materials, including new types of reinforcement (glass, carbon, basalt fiber) and concrete (high strength, lightweight).

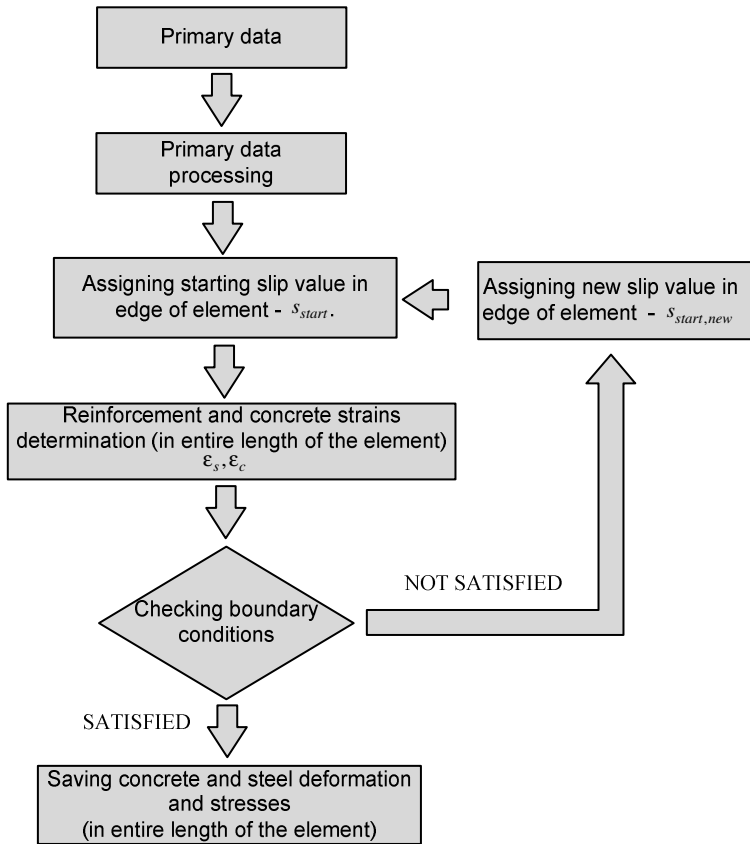
Three analysis algorithms have been developed, depending on the complexity and required accuracy of the problem. These algorithms are described as follows:

- Basic algorithm. In this algorithm, damage zones and the effect of concrete tension-softening are ignored (Fig. S 3.1).
- Algorithm A. Concrete tension softening is ignored, but the damage zones are evaluated.
- Algorithm B. Both damage zones and the effect of concrete tension-softening are taken into account.

A particular algorithm is chosen depending on the geometrical characteristics and loading conditions of the specimen and the required accuracy of the analysis.

All calculations can be divided into two main stages. In the first stage, short RC elements are considered. In the present work, short elements are called segments of RC tie, where new cracks may not develop. The main objective of the first stage is finding the modelling parameters (bond-slip relationship, length of the damage zone, character of bond stress deterioration) that best matches the experimental test data. In the second stage, relatively long tensile reinforced concrete elements are considered. The length of long elements are sufficient for development of new cracks. The main objective in analysis of long elements is finding stress and strain distribution of reinforcement and concrete at all loading stages, simulate development of cracks and calculate average deformation of the element. In the second stage, modelling parameters determined in stage 1 are used.





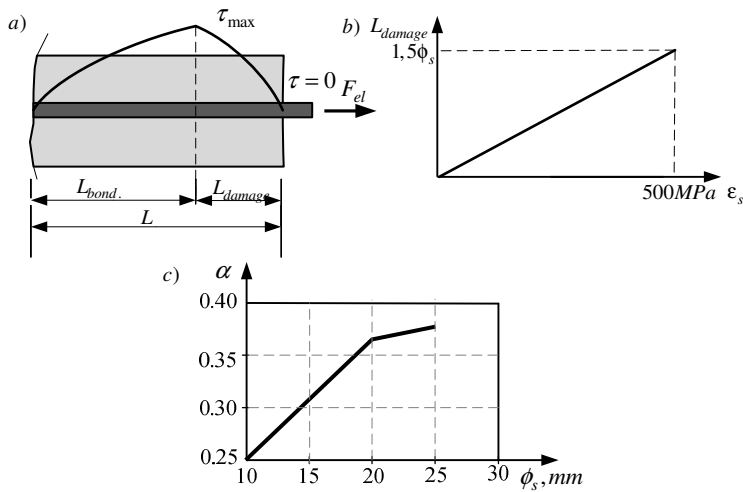
**Fig. S 3.1.** Algorithm of basic calculations

To simulate the interaction of reinforcement and concrete in short reinforced concrete elements, BEP bond-slip relationship has been chosen (Eligehausen et al. 1982). According to this model, bond stresses are expressed as a function of slip:

$$\tau = \tau_1 \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha, \quad (\text{S } 3.1)$$

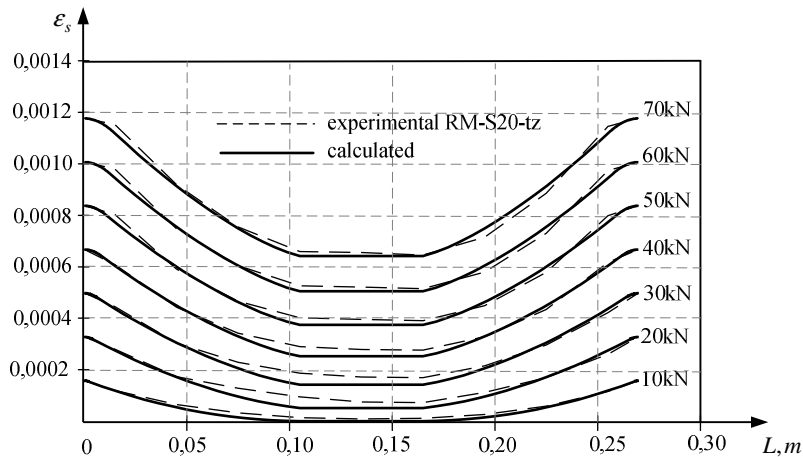
where  $\tau_1$  is the bond stress corresponding to maximal slip;  $s_1$  – is the maximal slip ( $s_1 = 1 \text{ mm}$ );  $\alpha$  is the stiffness parameter.

This model was chosen due to numerical efficiency and a wide range of bond stress and slip relationships depending on the model parameters. The determined model parameters of tensile reinforced concrete elements that best matches the experimental test data are shown in Fig. S 3.2.

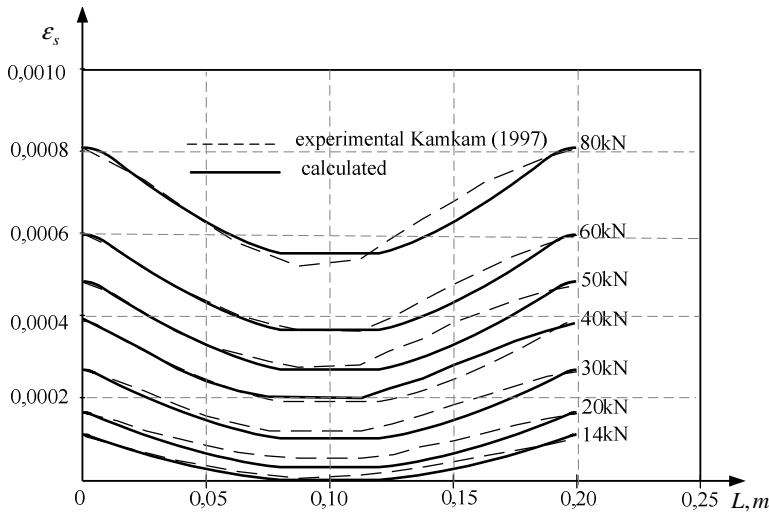


**Fig. S 3.2.** Modelling parameters for analysis of short RC elements: a) bond stress distribution; b) damage zone model c) variation of bond parameter  $\alpha$

Calculated and experimentally measured reinforcement deformation profiles are given in Fig. S 3.3. and Fig. S 3.4. In general, using the proposed length of the damage zone and stiffness parameter  $\alpha$ , good agreement between calculated and numerical results was obtained.

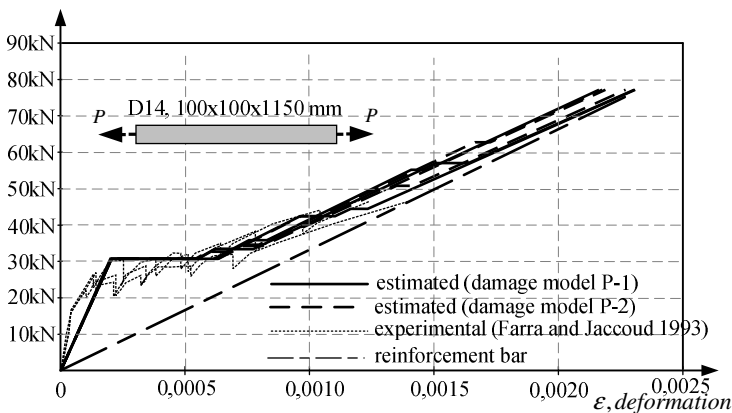


**Fig. S 3.3.** Comparison of the predicted and experimental reinforcement strain profiles (RM-S20-tz,  $\phi = 20$  mm,  $150 \times 150$  mm)

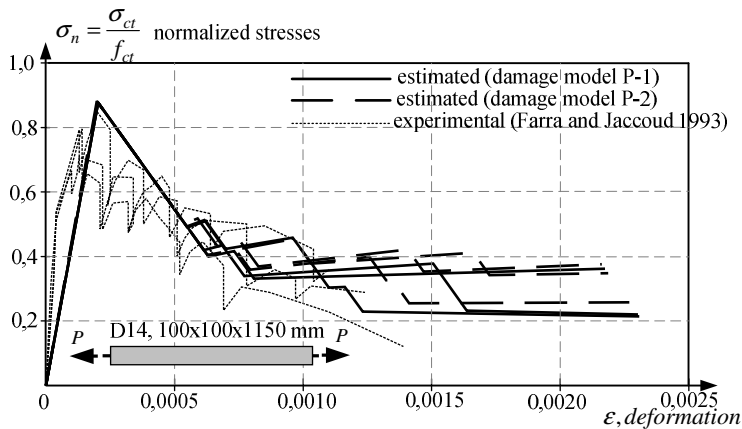


**Fig. S 3.4.** Comparison of the predicted and experimental reinforcement strain profiles (Kankam 1997,  $\varnothing = 25$  mm, 150x150 mm)

Using the determined parameters ( $\alpha$  value of bond stress and slip function, damage zone ld size and of stress variation in the damage zone), cracking and deformation analysis of tensile RC element was performed. The obtained results are shown in Fig. S 3.5. and Fig. S 3.6. For the analysis of long RC members, specimens from experimental program of Farra and Jaccoud (1993) were used. As can be seen from Fig. S 3.5. and Fig. S 3.6., using the modelling parameters determined in the first stage, good agreement was also obtained for the deformation analysis of long elements.



**Fig. S 3.5.** Load-strain diagram of a reinforced concrete member ( $\varnothing 14$ , 100x100), considering the influence of the damage zones



**Fig. S 3.6.** Normalized average stress-strain diagram of a reinforced concrete members (Ø14, 100x100), considering the influence of the damage zones

## General conclusions

Summarizing the results of the dissertation, following statements could be drawn:

1. The measured reinforcement strain profile on short RC tension elements allows to derive mechanically based reinforcement and concrete interaction models. Experimental strain profiles can be used to quantify parameters of bond – stress relations and damage zone with reduced bond stresses.
2. Reinforcement strain profile can be experimentally obtained by optical sensors and strain gauges. Due to the specific specimen preparation technique, strain gauges are more suitable for larger diameter ( $\varnothing > 16$  mm) bars. Optical sensors can be used both for large and small ( $\varnothing < 12$  mm) diameters.
3. The developed numerical program of reinforced concrete cracking and deformation analysis is capable to take into account such complex aspects of the behaviour of reinforced concrete as tension softening of concrete, bond damage near the cracks and secondary crack formation.
4. Deformation and cracking behavior of RC tensile members as well as reinforcement strain distribution between the consecutive primary cracks can be adequately predicted using the proposed quantitative characteristics of the debonding zone and bond stiffness parameter  $\alpha$ .
5. The finite element method can be used to simulate formation of secondary cracks as well as damage of concrete and bond near the cracks and in middle part of the segment limited by the consecutive cracks.
6. Experimental studies of short tensile reinforced concrete elements have shown that bond stresses under given slip increase with decreasing bar diameter. The bond stiffness factor decreases by 48% with bar diameter ranging from 25 to 10 mm.

- 
7. The tests have shown that under given slip, bond stresses within the damage zones located in the vicinity of the primary cracks are smaller compared to other sections of the element.
  8. Bond stress damage level gradually decreases moving away from the crack.



---

## Priedai\*

**A priedas.** Disertacijos autoriaus sąžiningumo deklaracija

**B priedas.** Bendraautorių sutikimai teikti publikacijose skelbtą medžiagą mokslo daktaro disertacijoje

**C priedas.** Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema kopijos

---

\*Priedai pateikiami pridėtoje kompaktinėje plokštelėje

Mantas JUKNYS

TEMPIAMŲJŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ  
DISKREČIŲ PLYŠIŲ MODELIO FIZIKINIŲ  
PARAMETRŲ EKSPERIMENTINIAI IR SKAITINIAI TYRIMAI

Daktaro disertacija

Technologijos mokslai,  
statybos inžinerija (02T)

Mantas JUKNYS

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL INVESTIGATION  
OF CONSTITUTIVE PARAMETERS OF PARTIAL  
INTERACTION MODEL FOR TENSILE REINFORCED  
CONCRETE MEMBERS

Doctoral Dissertation

Technological Sciences,  
Civil Engineering (02T)

2017 05 12. 11,00 sp. I. Tiražas 20 egz.  
Vilniaus Gedimino technikos universiteto  
leidykla „Technika“,  
Saulėtekio al. 11, 10223 Vilnius,  
<http://leidykla.vgtu.lt>  
Spausdino BĮ UAB „Baltijos kopija“  
Kareivių g. 13B, 09109 Vilnius